PAULA LODO ZUCCOLO

**Procedimento para estimativa da
confiabilidade geotécnica a partir de
simulações numéricas: aplicação a um
talude de solo não saturado**

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos, para
obtenção do Título de Mestre em
Ciências, Programa de Pós
Graduação em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Jefferson Lins
da Silva

São Carlos
2016

Versão corrigida
Original se encontra disponível na Unidade que aloja o Programa.

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTA TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Z94p Zuccolo, Paula Lodo
 Procedimento para estimativa da confiabilidade
 geotécnica a partir de simulações numéricas: aplicação
 a um talude de solo não saturado / Paula Lodo Zuccolo;
 orientador Jefferson Lins da Silva. São Carlos, 2016.

 Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
 e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de
 Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,
 2016.

 1. confiabilidade. 2. taludes. 3. solo não
 saturado. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheira **PAULA LODO ZUCCOLO**.

Título da dissertação: "Procedimento para estimativa da confiabilidade geotécnica a partir de simulações numéricas: aplicação a um talude de solo não saturado".

Data da defesa: 12/04/2016

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Jefferson Lins da Silva (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

1002,0 (Aprov.)

Prof. Dr. **Calo Gorta Nogueira**
(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP - Bauri.)

aprovado

Prof. Dr. **Roger Augusto Rodrigues**
(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP - Bauri.)

aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo César Lima Segorfin**

AGRADECIMENTOS

A meu pai, Antonio Eduardo, e minha mãe, Maria Amelia, pelo suporte, amor incondicional e compreensão; e a minha irmã-amiga, Vittoria, por ter me ajudado com a correção.

A Gabriel Ramos, pelo companheirismo e apoio (no mestrado e na vida).

Ao Professor Jefferson Lins da Silva, pela orientação, incentivo, amizade e cuidado.

Aos técnicos e colegas do Laboratório de Geossintéticos, pela convivência ao longo da execução desse trabalho.

Aos docentes do Departamento de Geotecnia, sobretudo aos Professores Orencio Monje Vilar, Lázaro Valentin Zuquette e Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha pela ajuda com o estudo dos solos não saturados, risco geotécnico e obtenção dos coeficientes de variação, respectivamente; e a todos os funcionários e colegas pela cooperação e amizade, principalmente ao Dr. Gian Franco Napa García, pelo auxílio com a planilha eletrônica utilizada neste trabalho.

Aos professores Nelson Aoki, Roger Augusto Rodrigues e Caio Gorla Nogueira, pelas sugestões e conselhos durante o exame de qualificação desse trabalho.

Ao Professor André Teófilo Beck pela concessão do *software* de confiabilidade; aos técnicos do Departamento de Estruturas, principalmente Dorival Piedade Neto, pela ajuda com o Fortran; e a todos os colegas, em especial Rodolfo Tessari, por toda a ajuda com a programação e sugestões.

Ao Professor Saulo Gutemberg Silva Ribeiro e à GEO-SLOPE International Ltd. pelo oferecimento do *software* de geotecnia e todo o suporte oferecido, especialmente Nate Hekman e Chris Kelln de Calgary, Alberta, Canadá.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível – CAPES, pela bolsa de estudos concedida.

RESUMO

ZUCCOLO, P. L. **Procedimento para estimativa da confiabilidade geotécnica a partir de simulações numéricas: aplicação a um talude de solo não saturado.** 154 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

Todo cálculo em engenharia está sujeito a incertezas, já que nenhum modelo descreve perfeitamente a realidade e está susceptível a erros de diversas espécies. No entanto, em se tratando de geotecnia, as incertezas podem ser ainda maiores, pois o material estudado — o solo — apresenta grande variabilidade. Esta dissertação tem por objetivo discutir os principais métodos de confiabilidade, e propor um procedimento prático e automático para cálculo da confiabilidade geotécnica a partir do acoplamento de um programa comercial de geotecnia — o GeoStudio — e um programa acadêmico de confiabilidade — o StRAnD — por meio de um código em linguagem Fortran. O índice de confiabilidade e a probabilidade de falha foram estimados pelo método de primeira ordem (FORM), que mostrou bons resultados e um custo computacional bastante inferior aos métodos de simulação. O exemplo estudado nesse trabalho consistiu em um talude de solo não saturado, de forma a investigar a grande variação dos parâmetros em função da sucção. O uso do FORM nesse caso também se justificou pelo fato de as análises de fluxo terem um longo tempo de processamento. Os resultados encontrados para essa aplicação evidenciaram a importância da variabilidade dos parâmetros nas análises de confiabilidade, que podem modificar totalmente a confiabilidade do sistema. Os resultados mostraram ainda as discrepâncias que podem ocorrer em relação à análise determinística, seja em termos da superfície crítica ou do próprio diagnóstico de segurança do talude. As análises com o FORM forneceram também informações sobre a sensibilidade dos parâmetros, possibilitando reduzir o número de variáveis de forma a considerar apenas as que contribuam de forma significativa na confiabilidade, no caso, coesão, ângulo de atrito, ϕ^b e peso específico. Ainda que os parâmetros hidráulicos não tenham apresentado grande sensibilidade neste exemplo, o aumento da quantidade de água que entra no talude, seja pelo aumento da condutividade hidráulica ou pela intensidade da chuva, mostrou uma tendência de aumento da sensibilidade desses parâmetros.

Palavras-chave: confiabilidade, taludes, solo não saturado.

ABSTRACT

ZUCCOLO, P. L. **Procedure for estimation of geotechnical reliability from numerical simulations: application to an unsaturated soil slope.** 154 f. Dissertation (Master Engineering) - University of São Paulo, São Carlos, 2016.

Every calculation in engineering is subject to uncertainty, since no model perfectly describes the reality and it is susceptible to errors of various kinds. However, when it comes to geotechnics, uncertainties can be even greater, because the studied material — soil — shows great variability. This paper aims to discuss the main reliability methods, and propose a practical and automatic procedure for geotechnical reliability calculation from coupling a commercial geotechnical program — the GeoStudio — and an academic reliability program — the StRAnD — using a Fortran code. The reliability index and the probability of failure were estimated by first-order method (FORM), which showed good results and much lower computational cost than the simulation methods. The sample studied in this work consisted in an unsaturated soil slope, in order to investigate the large variation of the parameters as a function of suction. The use of FORM in this case is also justified by the fact that flow analysis have a long processing time. The results for this application highlighted the importance of the parameters variability on reliability analysis, which can completely change the system reliability. The results also showed discrepancies that may occur in relation to the deterministic analysis, in terms of the critical surface or slope safety diagnosis. Analyses with FORM also provided information on the sensitivity of parameters, enabling to reduce the number of variables in order to consider only those that significantly contribute in reliability, in this case, cohesion, friction angle, ϕ^b , and unit weight. Although the hydraulic parameters have not shown high sensitivity in this example, increasing the amount of water which enters the slope, by increasing hydraulic conductivity or the rainfall intensity, showed a tendency to increase the sensitivity of these parameters.

Key-words: reliability, slopes, unsaturated soil.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

<i>Figura 2.1 - Elemento de um solo não saturado (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).</i>	27
<i>Figura 2.2- Forças atuantes em uma molécula de água na superfície e no interior de uma massa de água (adaptado de REICHARDT, 1996).</i>	28
<i>Figura 2.3 - Altura de ascensão capilar e pressões na água (VILAR, 2015).</i>	29
<i>Figura 2.4 - Fenômeno da capilaridade em tubos de vários diâmetros (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).</i>	30
<i>Figura 2.5 - Esquema ilustrativo da definição do potencial total de água no solo (VILAR, 2015).</i>	31
<i>Figura 2.6 - Esquema ilustrativo da definição de sucção (VILAR, 2015).</i>	32
<i>Figura 2.7- Esquema ilustrativo da definição de sucção matricial, osmótica e total (adaptado de HILLEL, 1980).</i>	32
<i>Figura 2.8 - Curvas características por umedecimento e secagem (adaptado de HILLEL, 1980).</i>	34
<i>Figura 2.9 - Curvas características obtidas para diferentes tipos de solos (KOOREVAR, MENELIK & DIRKSEN, 1983 apud CALLE, 2000).</i>	34
<i>Figura 2.10 - Principais elementos da curva de retenção (adaptado de FREDLUND & XING, 1994).</i>	36
<i>Figura 2.11 - Perfil de umidade típico durante o processo de infiltração em um perfil de solo uniforme (BODMAN & COLEMAN, 1944 apud LIBARDI, 1995).</i>	38
<i>Figura 2.12 - Mecanismo de ruptura por saturação pelo topo (AHRENDT, 2005).</i>	39
<i>Figura 2.13 - Forças nos contatos.</i>	40
<i>Figura 2.14 - Envoltória de resistência de solos não saturados (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).</i>	41
<i>Figura 2.15 – Perfil de poropressão para diferentes tempos para solo com condutividade hidráulica saturada igual a: a) $1 \cdot 10^{-5}$ m/s; b) $1 \cdot 10^{-6}$ m/s; c) $1 \cdot 10^{-7}$ m/s; precipitação de $2,8 \cdot 10^{-7}$ m/s (SANTOS, 2004).</i>	42
<i>Figura 2.16 – Evolução do fator de segurança com o tempo (SANTOS, 2004).</i>	43
<i>Figura 2.17 – Fator de segurança versus duração da chuva para diferentes posições iniciais do nível d'água (NG & SHI, 1998).</i>	43

Figura 3.1 - Fontes de incerteza dos parâmetros (adaptado de EL-RAMLY, 2001).	46
Figura 3.2 - Gráfico de uma distribuição de probabilidades (a) normal e (b) log-normal.	49
Figura 3.3 - Margem de segurança e probabilidade de falha (SILVA & AOKI, 2006).	51
Figura 3.4 – Probabilidade de falha associada a distribuições estatísticas de FS com diferentes médias e desvios-padrão (CHRISTIAN, 1992).	52
Figura 3.5 - Ilustração da transformação composta: $\mathbf{X} \rightarrow \mathbf{Z} \rightarrow \mathbf{Y}$ (BECK, 2014).	56
Figura 3.6 - Amostragem por importância usando o ponto de projeto (BECK, 2014).	60
Figura 3.7 – Superfícies críticas probabilística e determinística (CHO, 2007).	61
Figura 3.8 – Sensibilidade dos parâmetros para diferentes tempos de análise (OTÁLVARO & CÓRDÃO NETO, 2011).	63
Figura 3.9 – Variação da média e coeficiente de variação do a) fator de segurança; b) deslocamento (ZHANG, L. L., ZHANG, L. M. & TANG, 2005).	64
Figura 3.10 – Inferência da sensibilidade dos parâmetros pela variação do CV de cada variável (BABU & MURTHY, 2005).	64
Figura 3.11 – Variação do fator de segurança e do índice de confiabilidade com a profundidade de ruptura e o tempo (BABU & MURTHY, 2005).	65
Figura 3.12 - Linhas freáticas para diferentes tempos: a) $\sigma_{K_{sat}}=0,3$; b) $\sigma_{K_{sat}}= 0,7$. As linhas sólidas representam a linha freática do solo com k_{sat} uniforme e as pontilhadas, do solo com k_{sat} variável (GUI ET AL., 2000).	66
Figura 3.13 – Relação entre $\sigma_{\ln(k_{sat})}$ e (a) σ_{FS} ; (b) β (GUI ET AL., 2000).	67
Figura 3.14 – Sensibilidade das variáveis: a) para talude com 45° de inclinação e 4 condições de infiltração; b) três ângulos de inclinação e uma de infiltração (C1) (TAN et al., 2014).	69
Figura 4.1 - Linha de comando para execução de um arquivo “.gsz” em batch mode.	80
Figura 4.2 – Fluxograma do procedimento realizado pelo código que acopla StRAnD e o GeoStudio 2012.	83
Figura 4.3 Perfil do escorregamento do talude (modificado de CALLE, 2000).	84
Figura 4.4 - Precipitação diária (a) e leitura nos tensiômetros (b) para o período de 1999/2000 (CALLE, 2000).	86

<i>Figura 4.5 – Curva de retenção de água no solo obtida pelo ajuste de Van Genuchten do SEEP/W.</i>	88
<i>Figura 4.6 – Curva da função condutividade hidráulica obtida pelo ajuste de Gardner programado em Add-In.</i>	88
<i>Figura 4.7 – Modelo SEEP/W utilizado na análise do Modelo 1. Na análise do Modelo 2 foi usada a mesma malha, acrescentando-se apenas a condição de contorno (chuva) e mudando-se o perfil inicial de poropressões.</i>	89
<i>Figura 4.8 – Perfil de poropressões após: a) análise transiente de 0,01h, sem chuva, com sucção máxima de 55kPa (Modelo 1); b) análise transiente com 24h de chuva, com sucção limitada a 30kPa (Modelo 2).</i>	90
<i>Figura 4.9 – Método das lamelas (a); Esforços na fatia n (b) (GERSCOVICH, 2012).</i>	91
<i>Figura 4.10 – Modelo SLOPE/W, mostrando os pontos de entrada e saída das superfícies de ruptura investigadas.</i>	92
<i>Figura 4.11 – Resultado da análise de estabilidade determinística para análise Modelo 1 (a) e Modelo 2 (b).</i>	92
<i>Figura 5.1 – Índice de confiabilidade versus coeficiente de variação das variáveis aleatórias para o Modelos 1 e 2.</i>	95
<i>Figura 5.2 – Comparação do índice de confiabilidade e do fator de segurança para o Modelo 1 com CVs máximos, e para o Modelo 2 com CVs mínimos.</i>	96
<i>Figura 5.3 – Sensibilidade das variáveis para os Modelos 1 (a) e 2 (b), com variação dos CVs das variáveis aleatórias.</i>	98
<i>Figura 5.4 – Comparação do fator de segurança e do índice de confiabilidade para os modelos com k_{sat}, $10k_{sat}$ e $100k_{sat}$.</i>	100
<i>Figura 5.5 – Distribuição de poropressões na análise com: a) k_{sat}; b) $10k_{sat}$ e c) $100k_{sat}$.</i>	101
<i>Figura 5.6 – Variação da sensibilidade dos parâmetros com o aumento da condutividade hidráulica saturada média.</i>	102
<i>Figura 5.7 – Evolução do índice de confiabilidade com o CV da coesão para o Modelo 1 e Modelo 2.</i>	103
<i>Figura 5.8 – Influência do CV da coesão na sensibilidade dos parâmetros no Modelo 2.</i>	103
<i>Figura 5.9 – Evolução do índice de confiabilidade no Modelo 2 com o aumento da variação das VA: a) ângulo de incremento de resistência (ϕ^b); b) ângulo de atrito (ϕ');</i>	

c) peso específico (γ); d) teor de umidade saturado (θ_{sat}); e) condutividade hidráulica saturada (k_{sat}).	104
Figura 5.10 – Índice de confiabilidade e fator de segurança versus tempo.	105
Figura 5.11 – Evolução da sensibilidade dos parâmetros hidráulicos k_{sat} e θ_{sat} com o decorrer da chuva.	106
Figura 5.12 – Diferença nos resultados encontrados para o índice de confiabilidade por diferentes métodos, com CVs médios para as 3 VAs.	108

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 3.1 – Valores de β para cada nível de desempenho esperado e probabilidade de falha associada (USACE, 1995).</i>	53
<i>Tabela 4.1 - Trabalhos sobre taludes com realização de ensaios em solos não saturados.</i>	85
<i>Tabela 4.2- Valores médios dos parâmetros adotados no modelo (modificado de CALLE, 2000).</i>	86
<i>Tabela 4.3 - Distribuições da variáveis aleatórias adotadas no presente trabalho com base nas informações encontradas na literatura.</i>	94
<i>Tabela 5.1 – Diferença entre as superfícies críticas da análise determinística e probabilística</i>	97
<i>Tabela 5.2 – Valor do índice de confiabilidade de cada análise em relação ao valor do β da análise contemplando todas as 9 VA</i>	99
<i>Tabela 5.3 – Número de avaliações da equação de estado limite necessário em cada método.</i>	108

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CV –	coeficiente de variação;
FOMV –	First Order Mean Value – Aproximação de primeira ordem no ponto médio;
FORM –	First Order Reliability Method – Método de confiabilidade de primeira ordem;
FOSM –	First Order Second Moment - Método de primeira ordem e segundo momento;
SORM –	Second Order Order Reliability Method – Método de confiabilidade de segunda ordem;
FS –	fator de segurança;
VA –	variável aleatória

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do alfabeto latino

A	–	área [L^2];
A_{ci}	–	área de contato grão-grão i [L^2];
A_w	–	área de água [L^2];
A_a	–	área de ar [L^2];
a	–	parâmetro de ajuste da curva de retenção de Fredlund e Xing;
c	–	coesão [$ML^{-1}T^{-2}$];
c'	–	coesão efetiva [$ML^{-1}T^{-2}$];
D_f	–	domínio de falha;
D_{10}	–	tamanho efetivo [L];
$E[X]$	–	valor esperado de uma variável aleatória;
$F_X(x)$	–	função acumulada de probabilidades;
$f_X(x)$	–	função densidade de probabilidades;
g	–	aceleração da gravidade [$L \cdot T^{-2}$]; função desempenho;
H	–	carga hidráulica [L];
H_d	–	distância de drenagem [L];
h	–	altura [L];
h_c	–	altura capilar [L];
I	–	infiltração acumulada [L]; intensidade da chuva [L];
J	–	matriz jacobiana;
k	–	coeficiente de permeabilidade de Darcy [LT^{-1}];
k_{sat}	–	condutividade hidráulica saturada [LT^{-1}];
$k(\theta)$	–	função condutividade hidráulica;
L	–	coluna de solo saturado [L]; matriz da decomposição de Cholesky;
M	–	margem de segurança;
m	–	parâmetro de ajuste da curva de retenção (Van Genuchten e Fredlund e Xing);
m_v	–	coeficiente de deformação volumétrica;
n	–	parâmetro de ajuste da curva de retenção (Van Genuchten e Fredlund e Xing); contador;
n_f	–	número de pontos no domínio de falha;

n_{si}	número de simulações;
P	carga [MLT^{-2}]; probabilidade;
P_{atm}	pressão atmosférica [$ML^{-1}T^{-2}$];
P_f	probabilidade de falha;
P_f	estimador da probabilidade de falha;
P_i	carga em cada contato grão-grão [MLT^{-2}];
$\vec{q}$	densidade de fluxo;
r	raio do capilar [L];
R	resistência;
R_N	referência do nível d'água [L];
R_S	raio do menisco do capilar [L];
R_z	matriz de correlação;
S	sucção [$ML^{-1}T^{-2}$]; solicitação;
S_m	sucção matricial [$ML^{-1}T^{-2}$];
S_{os}	sucção osmótica [$ML^{-1}T^{-2}$];
S_r	grau de saturação;
T	fator tempo para porcentagem de adensamento;
t	tempo para que ocorra porcentagem de adensamento;
TR	período de retorno [anos];
T_S	tensão superficial [$ML^{-1}T^{-2}$];
u_a	pressão no ar [$ML^{-1}T^{-2}$];
u_w	pressão na água [$ML^{-1}T^{-2}$];
v	velocidade [LT^{-1}];
v_w	vazão [L^3T^{-1}];
$\bar{v}$	estimador da variância de uma variável;
$Var[X]$	variância de uma variável aleatória;
X	vetor de variáveis aleatórias;
x	variável aleatória;
x_i	valor de uma variável aleatória;
$\bar{x}$	estimador da média de uma variável;
Y_i	variável normalizada;
Z	posição [L]; margem de segurança para distribuições log-normais

Símbolos do alfabeto grego

α –	ângulo de contato [graus]; parâmetro de ajuste da curva de retenção de Van Genuchten e da função condutividade hidráulica de Gardner; coeficiente de sensibilidade;
β –	índice de confiabilidade;
γ_w –	peso específico da água [MLT^{-2}];
Δ –	variação;
ϕ_g –	função potencial gravitacional;
ϕ_m –	função potencial matricial;
ϕ_t –	função potencial total;
ξ –	parâmetro de posição da distribuição log-normal;
θ –	conteúdo de água normalizado;
θ –	conteúdo volumétrico de água;
θ_i –	conteúdo volumétrico de água inicial;
θ_r –	conteúdo volumétrico de água residual;
θ_s –	conteúdo volumétrico de água saturado;
θ'_s –	conteúdo volumétrico de água saturado pelo ensaio de umedecimento;
λ –	índice de distribuição dos tamanhos dos poros; parâmetro de locação da distribuição log-normal;
μ –	média;
π –	pressão externa [$ML^{-1}T^{-2}$];
ρ_w –	massa específica da água [ML^{-3}];
σ –	tensão [$ML^{-1}T^{-2}$]; desvio padrão;
σ' –	tensão efetiva [$ML^{-1}T^{-2}$];
τ –	resistência ao cisalhamento [$ML^{-1}T^{-2}$];
ϕ –	ângulo de atrito [graus];
ϕ' –	ângulo de atrito efetivo [graus];
ϕ^b –	ângulo de incremento de resistência [graus];
Φ –	distribuição normal padronizada;
ϕ_g –	função potencial gravitacional;
ϕ_m –	função potencial matricial;
ϕ_t –	função potencial total;
χ –	índice que depende do grau de saturação;

Ψ –	potencial da água no solo [ML^2T^{-2}];
Ψ_{os} –	potencial osmótico [ML^2T^{-2}];
Ψ_g –	potencial gravitacional [ML^2T^{-2}];
Ψ_m –	potencial matricial [ML^2T^{-2}];
Ψ_{pm} –	potencial pneumático [ML^2T^{-2}];
Ω –	espaço amostral

SUMÁRIO

1	Introdução	23
1.1	Objetivos	25
1.1.1	Gerais	25
1.1.2	Específicos	25
1.2	Organização do texto	26
2	Solos não saturados.....	27
2.1	Fases do solo.....	27
2.2	Tensão superficial e capilaridade.....	27
2.2	Potencial de água do solo	30
2.3	Sucção	31
2.5	Curva de retenção de água no solo	33
2.4	Condutividade hidráulica	36
2.5	Movimento da água no solo	37
2.6	Resistência ao cisalhamento em solo não saturado	39
2.7	Modelagem numérica em taludes de solo não saturado	42
3	Teoria da Confiabilidade.....	45
3.1	Incertezas na Geotecnia	45
3.2	Tendência central e medidas de dispersão de um conjunto de dados.....	46
3.3	Probabilidade.....	46
3.4	Variáveis aleatórias	47
3.4.1	Distribuição acumulada de probabilidades e função de distribuição de probabilidade	47
3.4.2	Valor esperado e momentos de uma variável aleatória	48
3.5	Distribuições de probabilidade comuns na geotecnia	48
3.6	Formulação do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha.....	50
3.7	Métodos probabilísticos	53
3.7.1	Métodos de transformação	53
3.7.1.1	Método de primeira ordem a partir do ponto médio (FOMV- First Order Mean Value)	55
3.7.1.2	Método de primeira ordem e segundo momento (FOSM).....	55
3.7.1.3	Método de primeira ordem (FORM)	56

3.7.1.4 Método de segunda ordem (SORM)	57
3.7.2 Método das estimativas pontuais	57
3.7.3 Simulação de Monte Carlo	58
3.7.4 Simulação de Monte Carlo com amostragem por importância	59
3.8 Trabalhos envolvendo confiabilidade de taludes de solo saturado e não saturado	60
4 Metodologia	71
4.1 Escolha do método para estimativa do índice de confiabilidade	71
4.1.1 Estimativa do gradiente da função desempenho pelo método das diferenças finitas	72
4.1.2 Algoritmo para utilização dos métodos de primeira ordem	74
4.2 O programa de confiabilidade: StRAnD	79
4.3 Programação em Fortran	79
4.4 Exemplo de aplicação	84
4.3 Modelagem no Geostudio 2012	87
4.4.1 Modelagem numérica do fluxo de água ao longo do talude	87
4.4.2 Modelagem numérica da estabilidade do talude	90
4.5 Variáveis aleatórias	92
5 Resultados e discussão	95
5.1 Diferença entre os modelos 1 e 2 e importância da variabilidade dos parâmetros	95
5.2 Superfície crítica determinística <i>versus</i> probabilística	97
5.3 Sensibilidade dos parâmetros	97
5.4 Influência da condutividade hidráulica saturada	99
5.5 Influência da variabilidade de cada parâmetro isolado	102
5.6 Evolução do índice de confiabilidade com o tempo	105
5.7 Influência da intensidade da chuva	106
5.8 Diferença entre FOMV, FOSM, FORM e Simulação de Monte Carlo	107
6 Conclusões	109
7 Referências Bibliográficas	113
8 Apêndice A	131
8.1 Coeficientes de variação para a condutividade hidráulica saturada relatados na literatura	131

8.2 Coeficientes de variação para o teor de umidade saturado relatados na literatura	133
8.3 Coeficientes de variação para o teor de umidade residual relatados na literatura	133
8.4 Coeficientes de variação para o parâmetro α de Van Genuchten relatados na literatura	134
8.5 Coeficientes de variação para o parâmetro n de Van Genuchten relatados na literatura	135
8.6 Coeficientes de variação para o peso específico relatados na literatura	136
8.7 Coeficientes de variação para a coesão relatados na literatura.....	138
8.8 Coeficientes de variação para o ângulo de atrito relatados na literatura.....	142
8.9 Coeficientes de variação para o ângulo de incremento de resistência dos solos não saturados relatados na literatura.....	147
9 Apêndice B	149
9.1 Coeficientes de correlação entre coesão e ângulo de atrito	149
9.2 Coeficientes de correlação entre teor de umidade residual e condutividade hidráulica saturada.....	149
9.3 Coeficientes de correlação entre parâmetro α de Van Genuchten e condutividade hidráulica saturada.....	150
9.4 Coeficientes de correlação entre parâmetro n de Van Genuchten e condutividade hidráulica saturada.....	150
9.5 Coeficientes de correlação entre umidade residual e parâmetro α de Van Genuchten	150
9.6 Coeficientes de correlação entre umidade residual e parâmetro n de Van Genuchten	151
9.7 Coeficientes de correlação entre os parâmetros α e n de Van Genuchten...	151
9.8 Coeficientes de correlação entre o teor de umidade saturado e o parâmetro α de Van Genuchten	152
9.9 Coeficientes de correlação entre o teor de umidade saturado e a condutividade hidráulica saturada.....	152
10 Apêndice C.....	153
10.1 Roteiro para modelagem numérica de fluxo em solo não saturado no SEEP/W	153
10.2 Roteiro para modelagem numérica da estabilidade de taludes no SLOPE/W	154

1. INTRODUÇÃO

A maioria dos problemas enfrentados pelos engenheiros geotécnicos costuma ter uma abordagem determinística. Os métodos geralmente utilizados para se analisar a estabilidade de um talude, por exemplo, apoiam-se na teoria do equilíbrio limite, no qual se considera o balanço entre forças resistentes e atuantes ao longo de uma linha de ruptura pré-determinada, e são expressos em termos de um fator de segurança.

No entanto, qualquer análise está sujeita a incertezas, sejam as incertezas intrínsecas ao método selecionado, sejam dos próprios parâmetros do solo, que apresenta variabilidade espacial. Somam-se a isso os erros de medida devido ao observador, instrumentos utilizados, ou técnica de amostragem (COSTA, 2005). Lima (1991) aponta ainda a quantificação do carregamento e da resistência do solo. Dessa forma, a abordagem probabilística se mostra bastante útil no meio geotécnico, abordando essas incertezas e fornecendo mais confiança ao sistema.

Incertezas estão presentes também no nível d'água e na umidade do solo, que apresentam variabilidade espacial e temporal. Como consequência da variação da quantidade de água do solo, sua sucção e resistência também estarão sujeitas a variações. Isso porque o aumento da saturação do solo reduz a sucção, aumenta a pressão neutra, e conseqüentemente diminui a resistência ao cisalhamento. Bastos et al. (1997) relata uma redução de aproximadamente 20% para a coesão e $2,5^\circ$ para o ângulo de atrito no período após as chuvas em comparação ao período de estiagem, para um solo saprolítico granítico de Porto Alegre.

Embora a consideração do solo como saturado nas análises de estabilidade seja a favor da segurança, em muitos casos a ruína ocorre ainda em condição não saturada (CAMPOS, 1984). Por isso, caso se queira ter uma análise adequada dos problemas geotécnicos comumente encontrados na prática, uma avaliação mais complexa do material se faz necessária, com a consideração de todas as suas fases e interações.

Em uma análise de estabilidade de taludes, além da diminuição da resistência, o aumento do grau de saturação do solo conduz ao aumento do peso das camadas acima na superfície de ruptura, aumentando as forças contrárias à

estabilidade (AHRENDT, 2005). Por estes motivos, regiões com grandes índices pluviométricos costumam reunir exemplos de processos de instabilização deflagrados pelo aumento da umidade do solo. Caraguatatuba-SP foi palco de um dos maiores desastres naturais do país em março de 1967, quando fortes chuvas provocaram deslizamentos de terra que mataram 436 pessoas (DONIZETE, 2011) e deixaram centenas de desaparecidos. Da mesma forma, as enchentes e deslizamentos de terra que ocorreram na região serrana do Rio de Janeiro em janeiro de 2011 chegaram a contabilizar 918 óbitos, deixando ainda cerca de 30 mil desabrigados ou desalojados (SCARINI, J.; RODRIGUES, B., 2016).

Deve-se lembrar, no entanto, que o regime pluviométrico de uma região pode ter papel decisivo não só na estabilidade de uma massa de solo, mas também na sua confiabilidade, devido à grande variação dos parâmetros do solo com a umidade. Neste contexto, é importante ressaltar que a estabilidade obtida pelos métodos determinísticos não é equivalente às análises de confiabilidade, já que um sistema geotécnico pode se mostrar estável, mas não confiável (SILVA, 2006).

Neste trabalho, um talude de solo não saturado foi estudado em termos de estabilidade e confiabilidade. Embora o efeito da sucção na resistência dos solos não saturados seja conhecido, sua quantificação em um talude sujeito a variações sazonais da quantidade de água pode se tornar uma tarefa complexa. Por este motivo, o uso de ferramentas computacionais para determinação da distribuição das pressões neutras e variação do nível freático com a infiltração da água da chuva se mostra necessário. Foi utilizado o *software* SEEP/W da GEO-SLOPE International Ltd. para auxiliar na análise de fluxo, e a estabilidade foi calculada por meio do *software* SLOPE/W da mesma empresa.

As variações dos parâmetros geotécnicos foram tomadas com base em dados da literatura e foram incorporados na análise para a obtenção da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade. As análises de confiabilidade foram calculadas com o auxílio do *software* StRAnD, desenvolvido por Beck (2008).

Esta dissertação se propõe a descrever o acoplamento entre os dois programas (GEO-SLOPE e StRAnD), que poderá ser utilizado em qualquer outra análise do gênero, bem como discutir os resultados obtidos para o exemplo estudado.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GERAIS

Este trabalho tem por objetivo descrever um procedimento para estimativa da confiabilidade de modelos geotécnicos calculados por simulações numéricas, para os quais não é possível utilizar equações analíticas para estimativa da probabilidade de falha, e que inviabilizam métodos de confiabilidade que exijam quantidades muito grandes de avaliação do fator de segurança.

Além disso, as análises de confiabilidade em taludes foram discutidas a partir de talude típico de solo não saturado do interior do Estado de São Paulo. O talude foi modelado com o auxílio de ferramentas computacionais que permitiram a investigação do seu comportamento mecânico e hidráulico frente a diferentes situações.

1.1.2 ESPECÍFICOS

Este trabalho tem como objetivos específicos:

- a) Descrever os conceitos básicos da Mecânica dos Solos Não Saturados e os principais métodos de Confiabilidade;
- b) Propor um método automático para análise de confiabilidade de modelos calculados por simulações numéricas, por meio do acoplamento de dois *softwares* (StRAnD e GeoStudio 2012);
- c) Fazer um levantamento da variabilidade dos parâmetros geotécnicos a partir da literatura;
- d) Analisar a resposta hidrológica do solo não saturado e a estabilidade do talude estudado frente a diferentes condições por meio dos *softwares* SEEP/W e SLOPE/W do pacote GeoStudio;
- e) Analisar a confiabilidade do talude a partir da consideração da variação de parâmetros mecânicos e hidráulicos do solo;
- f) Discutir o uso da confiabilidade em geotecnia, buscando desmitificar o tema e facilitar sua compreensão, de forma a incentivar novas abordagens na prática geotécnica.

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos.

No primeiro capítulo se introduz o tema, enfatizando sua importância, apresentando as justificativas do trabalho e esclarecendo os objetivos da dissertação.

A revisão da bibliografia foi separada em dois capítulos para torná-la mais clara. O capítulo 2 trata da Mecânica dos Solos Não Saturados, explicando os conceitos que são base desse trabalho. Já o capítulo 3 refere-se à Teoria de Confiabilidade, trazendo definições e explicações sobre os principais métodos utilizados na literatura, bem como trabalhos científicos na área.

O capítulo 4 propõe-se a explicar o procedimento adotado no trabalho, descrevendo de forma detalhada todas as etapas da metodologia.

O capítulo 5 relata os resultados da análise do exemplo estudado, bem como as discussões sobre eles.

Por fim, o capítulo 6 reúne as conclusões sobre o trabalho e as sugestões para futuras pesquisas.

2 SOLOS NÃO SATURADOS

2.1 FASES DO SOLO

Um solo saturado é constituído por apenas duas fases: a sólida, composta por grãos e partículas minerais; e a líquida, composta geralmente por água. No solo não saturado, há ainda uma fase gasosa, composta por ar e/ou vapor d'água, e uma quarta fase pode se formar pela interação entre a fase gasosa não dissolvida e a fase líquida, denominada por Fredlund & Rahardjo (1993) de película contráctil (Figura 2.1). Estes autores entendem que uma fase se caracteriza por ter propriedades diferentes dos materiais adjacentes e uma superfície limitadora bem definida.

Figura 2.1 - Elemento de um solo não saturado (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

A película contráctil difere-se principalmente pela propriedade de tensão superficial, resultante de forças intermoleculares. Além disso, sua densidade é reduzida e sua condutividade térmica é maior (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

2.2 TENSÃO SUPERFICIAL E CAPILARIDADE

O fenômeno da tensão superficial pode ser explicado pelo fato de as moléculas na superfície de uma massa de água estarem mais fortemente atraídas pela água do que pelo ar (Figura 2.2) gerando um desbalanço de forças que dá origem à película contráctil.

Figura 2.2- Forças atuantes em uma molécula de água na superfície e no interior de uma massa de água (adaptado de REICHARDT, 1996).

Ao se colocar água em um copo de vidro, tem-se a formação de uma interface côncava próxima à parede do copo, com os centros de curvatura situados do lado do ar (Figura 2.3a). Já na interface vidro/mercúrio a concavidade é oposta. Libardi (1995) relata que a resultante das forças de coesão do líquido e das forças de adesão entre o líquido e o material do recipiente é que determinará o ângulo de contato (α), mudando a concavidade da interface.

É a tensão superficial que explica o fenômeno da capilaridade. Considerando-se dois vasos comunicantes preenchidos por água, se um dos vasos for um tubo de pequeno diâmetro, a água não assumirá a mesma altura nos dois. Devido à tensão superficial do líquido contra a parede do vaso, a água subirá pelo vaso de menor diâmetro até uma altura h_c além da altura do outro vaso. Essa altura h_c é dada por:

$$h_c = \frac{2 \cdot T_s \cdot \cos \alpha}{\gamma_w \cdot r} \quad 2.1$$

na qual:

T_s =tensão superficial;

α = ângulo de contato;

γ_w = peso específico da água;

r = raio do capilar.

Libardi (1995) explica que a curvatura do menisco no tubo de pequeno diâmetro faz com que a pressão interna sob o menisco (côncavo) se torne menor do

que a pressão interna sob a superfície plana do vaso de maior diâmetro. Dessa forma, a água sobe no tubo de pequeno diâmetro a fim de buscar um equilíbrio.

Figura 2.3 - Altura de ascensão capilar e pressões na água (VILAR, 2015).

Analisando-se a Figura 2.3b, percebe-se o desenvolvimento de pressões negativas na água devido à ascensão capilar. Pela Figura 2.3a também pode-se deduzir:

$$H_B = H_C \quad 2.2$$

$$0 = \frac{u_C}{\gamma_w} + h_c \quad 2.3$$

$$u_C = -\rho_w \cdot h_c \cdot g \quad 2.4$$

A Figura 2.4a ilustra a ascensão capilar em um tubo de pequeno diâmetro ligado a um reservatório de água. Já na Figura 2.4b, como o tubo não tem o comprimento h_c , a curvatura do menisco se modifica para manter o equilíbrio. A existência de um trecho com maior raio não afeta a secagem (Figura 2.4d), mas durante o umedecimento impede a ascensão capilar (Figura 2.4c), modificando a retenção de água em cada situação. Associando-se os vazios do solo a pequenos capilares (Figura 2.4e), as situações *c* e *d* ajudam a compreender melhor o fenômeno da histerese na curva de retenção, que será comentada mais adiante.

Figura 2.4 - Fenômeno da capilaridade em tubos de vários diâmetros (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

2.2 POTENCIAL DE ÁGUA DO SOLO

O estado de energia da água do solo, por unidade de peso, é normalmente descrito pela equação de Bernoulli:

$$H = \frac{v^2}{2g} + z + \frac{u_w}{\gamma_w} \quad 2.5$$

na qual a primeira componente representa a energia cinética; a segunda a energia potencial; e a terceira uma componente de pressão, que deriva de forças matriciais e osmóticas do solo. Porém, como as velocidades da água no solo são geralmente reduzidas, a energia cinética é geralmente desprezada (REICHARDT, 1996).

A energia potencial (ou potencial de água no solo) é geralmente descrita pelo potencial osmótico, gravitacional, matricial e pneumático, mas outros fatores, como a temperatura, podem ser contabilizados. Segundo Reichardt & Timm (2012), o potencial gravitacional (Ψ_g) expressa a componente de posição; o potencial osmótico (Ψ_{os}) considera a influência da presença de solutos; o potencial matricial (Ψ_m) deriva das forças de capilaridade e de adsorção geradas na interação entre a matriz de solo e a água; e o potencial pneumático (Ψ_{pm}) provém das pressões externas de gás diferentes da atmosférica. Dessa forma:

$$\Psi = \Psi_{os} + \Psi_g + \Psi_m + \Psi_{pm} \quad 2.6$$

O potencial de água num determinado ponto no interior do solo é definido pela Sociedade Internacional de Ciência de Solo como a quantidade de trabalho que

deve ser realizado, por unidade de água pura, para transportar, reversa e isotropicamente, uma quantidade infinitesimal de água de um reservatório contendo água pura a pressão atmosférica e a uma elevação específica, até a água do solo (CAMPOS, 1984), como ilustrado na Figura 2.5.

Figura 2.5 - Esquema ilustrativo da definição do potencial total de água no solo (VILAR, 2015).

Para que o transporte se realize, é necessário que haja uma diferença de potencial, ou seja, o solo precisa estar com potencial menor que o do reservatório de referência, portanto, menor que zero. O potencial de água de um solo não saturado é sempre negativo.

2.3 Sucção

A interação entre solo e água também pode ser quantificada a partir da afinidade que um solo não saturado tem por água, isto é, a sucção que ele exerce sobre a água.

Considerando-se um reservatório de água pura a mesma cota e temperatura que um reservatório com solo, separados por uma membrana semipermeável (Figura 2.6), o solo tende a succionar a água. O movimento da água poderia ser impedido, no entanto, por uma pressão aplicada ao ar. A sucção corresponde a essa diferença de pressão: $(u_a - u_w)$ (VILAR, 2015).

Figura 2.6 - Esquema ilustrativo da definição de sucção (VILAR, 2015).

Considerando-se agora uma porção de solo separada à direita de um reservatório de água pura por uma membrana semipermeável, e à esquerda de um reservatório com solução semelhante a que preenche seus vazios por uma membrana permeável, isto é, que permite a passagem de solutos, tem-se situações diferentes de cada lado (Figura 2.7). Do lado esquerdo não há diferença de concentração, portanto a tendência de sucção do solo desse lado refere-se somente às forças matriciais. Do lado direito, a diferença de concentração de solutos e a membrana semipermeável permitem que aconteça nesse caso fluxo de água não apenas devido às forças matriciais do solo, mas também devido às forças osmóticas.

Figura 2.7- Esquema ilustrativo da definição de sucção matricial, osmótica e total (adaptado de HILLEL, 1980)

Dessa forma, para a Mecânica dos Solos Não Saturados, a sucção total é definida como a energia livre de água no solo, dividida em matricial (S_m) e osmótica (S_{os}) (FREDLUND & RAHARDJO, 1993):

$$S = S_m + S_{os} \quad 2.7$$

Convencionou-se atribuir à sucção matricial a diferença entre as pressões no ar e na água do solo, ficando a sucção osmótica representada por uma pressão π :

$$S = (u_a - u_w) + \pi \quad 2.8$$

na qual u_a = poropressão no ar; u_w = poropressão na água; $(u_a - u_w)$ = sucção matricial; π = sucção osmótica.

Machado (2005) explica que a sucção matricial se deve a efeitos combinados de capilaridade e de adsorção. O fenômeno da capilaridade é explicado pela tensão superficial e pelo raio equivalente entre os grãos de solo e a água, sendo o principal fator para a geração da sucção em areias. A parcela devida à adsorção é importante somente para as altas sucções e para argilas, que possuem maior área de contato, ainda que sua capilaridade seja mais alta que em areias. Por fim, a sucção osmótica se deve à presença de íons dissolvidos na água.

2.5 CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

Uma forma de representar a influência do volume e distribuição dos poros, da estrutura do solo e da adsorção sobre a água contida nele, é através da curva de retenção de água no solo (CAMPOS, 1984). Ela expressa o valor do teor de umidade ou grau de saturação em função da sucção matricial do solo e é, segundo Marinho (2005), fundamental para um completo entendimento do fluxo, resistência e compressibilidade dos solos não saturados. Marinho (2005) também critica o uso do termo “curva característica”, pois a curva em questão não é uma característica do solo, mas depende de fatores como o histórico de tensões e a trajetória de umidificação, que gera o fenômeno da histerese na curva de retenção (Figura 2.8).

Figura 2.8 - Curvas características por umedecimento e secagem (adaptado de HILLEL, 1980)

Os principais fatores que interferem na forma da curva de retenção dos solos são a distribuição granulométrica, a distribuição dos poros, a estrutura e a mineralogia das partículas, além do índice de vazios (MARINHO, 2005).

Segundo Calle (2000), nos solos arenosos a maioria dos poros são relativamente grandes, enquanto nos solos argilosos os poros são menores. Assim, a uma dada sucção matricial, nos solos arenosos muitos poros se esvaziam enquanto nos argilosos boa parcela dos poros permanece cheia de água. Portanto, nos solos argilosos não se verificam variações bruscas na curva de retenção (Figura 2.9).

Calle (2000) lembra que a estrutura do solo também afeta a forma da curva de retenção. Ele observa que a compactação consegue diminuir as dimensões dos macro poros entre os agregados, sem que, no entanto, os micro poros internos aos agregados sofram alteração.

Figura 2.9 - Curvas características obtidas para diferentes tipos de solos (KOOREVAR, MENELIK & DIRKSEN, 1983 apud CALLE, 2000).

O formato menos vertical das curvas das argilas pré-adensadas também é justificado por Marinho (2005) pelo tamanho reduzidos dos poros que diminuem com a dessaturação, mantendo os vazios cheios de água e aumentando o valor da pressão de entrada de ar.

Os modelos matemáticos mais utilizados para o ajuste da curva de retenção de água no solo são descritos a seguir:

- Brooks & Corey (1964):

$$\theta = \left[\frac{S_b}{S} \right]^\lambda \quad 2.9$$

sendo θ = conteúdo de água normalizado; S = sucção; S_b = valor de entrada de ar; λ = índice de distribuição dos tamanhos dos poros.

- Van Genuchten (1980), baseada na equação de Mualem (1976):

$$\theta = \frac{(\theta - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} = \left\{ \frac{1}{[1 + (\alpha S)^n]} \right\}^m \quad 2.10$$

sendo θ = conteúdo de água normalizado; θ , θ_r e θ_s = teor de umidade volumétrico, teor de umidade volumétrico residual e teor de umidade volumétrico saturado, respectivamente; α , n e m = parâmetros de ajuste da equação. O termo m é relacionado ao n por $m = (1 - 1/n)$.

- Fredlund & Xing (1994), baseado na hipótese de que o formato da curva de retenção de água é dependente da distribuição e tamanho dos poros do solo:

$$\theta = \theta_s \left(1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + 10^6/\psi_r)} \right) \left[\frac{1}{\ln(e + (\psi/a)^n)} \right]^m \quad 2.11$$

onde θ = conteúdo de água normalizado; conteúdo volumétrico de água saturado; a , n e m = parâmetros de ajuste da curva.

Muitas vezes, a curva de retenção de água no solo é estimada a partir da curva granulométrica do solo em questão (FREDLUND, M.D.; FREDLUND, D.G. & WILSON, 1997; PREVEDELLO & LOYOLA, 2002).

Fredlund & Xing (1994) também comentam os principais elementos da curva de retenção de água no solo (Figura 2.10): a umidade volumétrica de saturação (θ_s) é a umidade no início do ensaio de secagem; a pressão de entrada de ar ou pressão de borbulhamento é a pressão a partir da qual a água começa a sair do

interior dos poros do solo; a umidade residual (θ_r) é a umidade remanescente ao final do ensaio de secagem; e θ'_s é a umidade volumétrica de saturação pelo ensaio de umedecimento, ligeiramente menor que θ_s .

Figura 2.10 - Principais elementos da curva de retenção (adaptado de FREDLUND & XING, 1994).

2.4 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A condutividade hidráulica é uma medida do grau de dificuldade que a água tem de se movimentar no solo (SANTOS, 2004).

Segundo Craig (2004), a condutividade hidráulica depende do tamanho dos poros e partículas do solo, do formato das partículas e da estrutura do solo. Em geral, os finos diminuem o valor da condutividade hidráulica. Ele também lembra que a temperatura influencia, já que a viscosidade da água depende dela.

A condutividade hidráulica saturada tende a ser maior que a não saturada pela presença de ar, que aumenta a tortuosidade do caminho da água, dificultando sua movimentação. Além disso, em solos não saturados, a condutividade hidráulica deixa de ser constante e passa a depender do teor de água do solo e de sua sucção.

Uma das expressões mais usadas para descrever essa função é a equação de Van Genuchten (1980):

$$k(\theta) = k_{sat} \cdot \left[\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right]^{1/2} \cdot \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{1/m} \right]^m \right\}^2 \quad 2.12$$

Gardner (1958) propôs uma equação em termos do potencial de água (ψ) do solo:

$$k(\psi) = k_{sat} \cdot e^{\alpha \cdot \psi} \quad 2.13$$

sendo: k_{sat} = condutividade hidráulica saturada; α = parâmetro de ajuste (m^{-1}).

2.5 MOVIMENTO DA ÁGUA NO SOLO

O movimento de água no solo se dá a partir da diferença de energia entre um ponto e outro, de forma a assumir um estado de energia mínimo.

Para solos saturados o fluxo da fase líquida pelo solo pode ser dado pela equação de Darcy:

$$\vec{q} = -k_{sat} \cdot \Psi \quad 2.14$$

em que:

$\vec{q}$ = densidade de fluxo da fase líquida;

k_{sat} = condutividade hidráulica saturada;

Ψ = gradiente do potencial total.

Considera-se o potencial total (Ψ_t) como sendo a soma do potencial matricial (Ψ_m) e o gravitacional (Ψ_g).

Já para solos não saturados, a condutividade hidráulica é função do teor de umidade do solo, e o movimento d'água pode ser descrito pela equação de Darcy-Buckingham:

$$\vec{q} = -k(\theta)\Psi \quad 2.15$$

em que:

$k(\theta)$ = função condutividade hidráulica;

Para quantificar o fluxo em solo não saturado, Richards (1928) fez uso da equação de Darcy-Buckingham e da continuidade, que estabelece a conservação de massa em um elemento de solo cuja entrada e saída de água varia com o tempo e posição:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[k_x(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial z} \right] \quad 2.16$$

O fenômeno de entrada de água próximo à superfície do solo é denominado infiltração, e ocorre através de uma frente de umedecimento, que vai modificando aos poucos a umidade inicial do solo. Segundo Fernandes (2011), a infiltração depende de alguns fatores como tipo de solo, sua umidade inicial, cobertura vegetal, declividade do terreno, intensidade e duração da chuva, temperatura, etc.

Em um perfil de solo homogêneo, a distribuição da água com a profundidade, quando se mantém uma pequena carga hidráulica (H_0) sobre o solo, é descrita como no esquema da Figura 2.11:

Figura 2.11 - Perfil de umidade típico durante o processo de infiltração em um perfil de solo uniforme (BODMAN & COLEMAN, 1944 apud LIBARDI, 1995).

Segundo Ahrendt (2005), quando há saturação descendente do solo pela infiltração contínua da água (Figura 2.12), há uma elevação da umidade do solo até que se tenha significativa diminuição da sucção. Isso pode ocorrer após saturação total do maciço até uma profundidade crítica, ou pode ocorrer até mesmo antes da saturação total, dependendo das características de capacidade de retenção do solo. Ela relata ainda que muitos taludes, principalmente os íngremes, são instabilizados por este tipo de mecanismo, e a ocorrência dos escorregamentos é comum durante ou logo após uma sequência de eventos de chuva.

Figura 2.12 - Mecanismo de ruptura por saturação pelo topo (AHRENDT, 2005).

Diversas são as expressões empíricas e teóricas que descrevem o comportamento da água no solo. Explicações detalhadas das equações de Kostiaikov, Kostiaikov-Lewis, Horton, Philip, Green & Ampt, e Green & Ampt modificado por Mein e Larson podem ser encontradas em Brandão et al (2002). Entretanto, a modelagem numérica tem sido muito utilizada para compreender a complexa resposta dos solos não saturados.

2.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLO NÃO SATURADO

Vilar (2015)¹ demonstra a dedução da resistência ao cisalhamento para solos não saturados, que será explicada a seguir.

Em um solo não saturado, formado por partículas sólidas, água e ar, a área ao longo de uma superfície de análise é dada por:

$$A = A_{ci} + A_w + A_a \quad 2.17$$

¹ Informação concedida pelo Prof. Orencio Monje Vilar, durante aula no Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, em abril de 2015.

na qual:

A_{ci} = área de contato grão-grão i ;

A_w = área de água;

A_a = área de ar.

Considerando-se que o solo está submetido a uma carga P , a carga em cada contato grão-grão será chamada de P_i (Figura 2.13), e pode-se escrever:

$$P = P_i + u_w \cdot A_w + u_a \cdot A_a \quad 2.18$$

Figura 2.13 - Forças nos contatos.

Dividindo os dois lados da equação por A e utilizando a equação 2.17, pode-se desenvolver a equação 2.18 da seguinte forma:

$$\frac{P}{A} = \frac{P_i}{A} + u_w \cdot \frac{A_w}{A} + u_a \cdot \frac{A - A_{ci} - A_w}{A} \quad 2.19$$

$$\frac{P}{A} = \frac{P_i}{A} + \frac{A_w}{A} \cdot (u_w - u_a) + u_a \cdot \frac{A - A_{ci}}{A} \quad 2.20$$

Considerando-se que a área de contato é muito pequena, próxima de zero, pode ser desprezada. Além disso, a razão P_i/A pode ser entendida como a tensão efetiva (σ'). Assim, tem-se:

$$\sigma = \sigma' + \frac{A_w}{A} \cdot (u_w - u_a) + u_a \quad 2.21$$

$$\sigma' = \sigma - u_a + \frac{A_w}{A} \cdot (u_a - u_w) \quad 2.22$$

Bishop (1959) denotou a razão A_w/A pela letra grega χ que depende do grau de saturação, assumindo valor 0 para solo seco e aproximadamente 1 para solo saturado (VILAR, 2015). Dessa forma o princípio das tensões efetivas foi estendido para solos não saturados através da expressão:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad 2.23$$

na qual:

$(\sigma - u_a)$ = tensão líquida;

$(u_a - u_w)$ = sucção.

Como se pode notar, a resistência ao cisalhamento não é função apenas de um parâmetro (σ'), mas de dois: $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. Dessa forma, a representação da envoltória de resistência deve ser feita de forma tridimensional (Figura 2.14).

Figura 2.14 - Envoltória de resistência de solos não saturados (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

Analisando-se a Figura 2.14 nota-se que com o aumento da sucção $(u_a - u_w)$, a resistência do solo aumenta. Fredlund, Morgenstern & Widger (1978) assumiram que este aumento é linear e o ângulo que representa esse aumento foi denominado ϕ^b . Dessa forma, a envoltória de resistência ao cisalhamento (τ) de um solo não saturada é descrita por:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b \quad 2.24$$

Vilar (2015) mostra que o ângulo ϕ^b correlaciona-se com o parâmetro χ de Bishop pela equação:

$$\chi = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad 2.25$$

Como χ não é constante com o grau de saturação e com a sucção por extensão, ϕ^b também não é. Por este motivo, outros autores propuseram envoltórias de resistência curvas (VILAR, 2006), ou a partir da curva de retenção do solo (VANAPALLI ET AL., 1996; FREDLUND ET AL., 1996).

2.7 MODELAGEM NUMÉRICA EM TALUDES DE SOLO NÃO SATURADO

O avanço das ferramentas computacionais permitiu que o solo não saturado fosse investigado em diferentes condições de maneira rápida e prática. Alguns autores focam os estudos nos tipos de solos, na influência da forma da curva de retenção ou condutividade hidráulica, enquanto outros investigam as condições de contorno que levam à instabilização de taludes de solo não saturado.

Santos (2004) realizou algumas análises paramétricas para analisar a influência de diferentes parâmetros do solo, utilizando o *software* SEEP/W para obter o perfil de sucção de um talude e o SLOPE/W para as análises de estabilidade. Primeiramente variou a condutividade hidráulica saturada, observando que para chuva excedente (maior que sua condutividade hidráulica, Figura 2.15a e b), o avanço da frente de umedecimento ocorre sem que ocorra saturação do solo, enquanto para chuva não excedente, a sucção tende a zero em toda frente de umedecimento (Figura 2.15c).

Figura 2.15 – Perfil de poropressão para diferentes tempos para solo com condutividade hidráulica saturada igual a: a) $1 \cdot 10^{-5}$ m/s; b) $1 \cdot 10^{-6}$ m/s; c) $1 \cdot 10^{-7}$ m/s; precipitação de $2,8 \cdot 10^{-7}$ m/s (SANTOS, 2004).

Além disso, ele observou que a condutividade hidráulica saturada está diretamente relacionada às velocidades de avanço da frente de umedecimento, e consequentemente à taxa de redução do fator de segurança (FS) (Figura 2.16). Ao variar a declividade da função condutividade hidráulica, notou-se que quanto menor a declividade, mais rápido era o avanço da frente de umedecimento e mais lenta a redução do FS.

Figura 2.16 – Evolução do fator de segurança com o tempo (SANTOS, 2004).

O autor observou também que a pressão de entrada de ar é o parâmetro que mais afeta o processo de infiltração. Quanto maior seu valor, mais rapidamente ocorre o avanço da frente de umedecimento. Ainda, quanto mais perto a sucção inicial do solo estiver desse valor, mais rapidamente se dá o processo.

Já o trabalho de Ng & Shi (1998) se concentrou em analisar a estabilidade de um talude composto por silte areno argiloso, com relação à duração e intensidade da chuva e à posição inicial do lençol freático. Os resultados obtidos nas simulações mostram que para níveis freáticos baixos, a infiltração diminui a poropressão e o FS proporcionalmente à intensidade da chuva, mas não há elevação significativa do nível d'água. Da mesma forma, a duração da chuva antecedente não parece alterar muito a posição da linha freática, mas promove uma queda no fator de segurança. Com o aumento da duração da chuva antecedente, o FS cai até uma duração crítica, a partir da qual torna a subir, já que as intensidades vão se tornando menores. Também observaram que a posição inicial do lençol freático pode ser mais determinante para estabilidade do talude que a intensidade da chuva (Figura 2.17).

Figura 2.17 – Fator de segurança *versus* duração da chuva para diferentes posições iniciais do nível d'água (NG & SHI, 1998).

Buscando compreender a relação do solo com as condições de contorno, Lee, Gofar & Rahardjo (2009) realizaram modelagens de taludes com diferentes tipos de solo (areia pedregulhosa, pedregulho siltoso, silte arenoso, caulim) a fim de descobrir o regime de chuva crítico de uma determinada região da Malásia. Para isso, testaram chuvas de diferentes durações para um período de retorno de 10 anos. O que se notou é que quando a razão entre intensidade da chuva e condutividade hidráulica saturada do solo (I/k_{sat}) é menor que a unidade, o regime de chuvas mais crítico é aquele com menores durações e maiores intensidades de chuva. Já quando a razão I/k_{sat} é maior que 1, chuvas mais longas e de menores intensidades se mostram mais críticas. Quando a razão I/k_{sat} pode assumir valores maiores ou menores que 1 para um determinado solo e localidade, a determinação do regime crítico fica mais subjetiva.

3 TEORIA DA CONFIABILIDADE

3.1 INCERTEZAS NA GEOTECNIA

A importância das análises de confiabilidade em geotecnia está relacionada principalmente à grande incerteza envolvida. Morgenstern (1995, apud EL-RAMLY, 2001) dividiu as incertezas geotécnicas em três categorias: incerteza nos parâmetros, incerteza de modelo e erro humano.

Baecher (1987) atribuiu as incertezas nos parâmetros a duas fontes: dispersão dos dados e erro sistemático. A primeira diz respeito à dispersão dos dados em torno da média, causadas principalmente pela variabilidade espacial e erro aleatório. A variabilidade espacial é causada por variações na composição mineralógica, condições durante a deposição, histórico de tensões, processos físicos e mecânicos de decomposição e não podem ser reduzidos (LACASSE & NADIM, 1997). No caso dos solos não saturados, pode-se incluir também a variabilidade temporal. Já os erros aleatórios estão relacionados a falhas nos instrumentos e podem ser evitados.

El-Ramly (2001), relata que o erro sistemático, por sua vez, está relacionado com uma tendência de desvio em relação ao valor verdadeiro (desconhecido), causado por erro estatístico ou viés na medição. O erro estatístico diz respeito principalmente ao número limitado de dados, enquanto vieses na medição podem estar relacionados ao instrumento, às condições de contorno, distúrbio na amostra de solo etc., e sempre causam erro, para mais ou para menos, em todas as medidas (Figura 3.1).

A incerteza de modelo está relacionada à distância entre os modelos teóricos de previsão com suas hipóteses simplificadoras e a realidade (EL-RAMLY, 2001). Comparando-se previsões com resultados de experimentos, pode-se calcular o erro de modelo observado.

Erros humanos são aleatórios e imprevisíveis. El-Ramly (2001) cita que eles podem ser causados por descuido, ignorância, informação enganosa, falta de comunicação entre as partes envolvidas no projeto etc.

Figura 3.1 - Fontes de incerteza dos parâmetros (adaptado de EL-RAMLY, 2001).

3.2 TENDÊNCIA CENTRAL E MEDIDAS DE DISPERSÃO DE UM CONJUNTO DE DADOS

Segundo Maia (2003), em qualquer análise, várias medidas descritivas podem ser usadas para extrair e resumir as principais características de um conjunto de dados, representando as propriedades de tendência central, variação e forma.

Para Gomes (1978), a maioria dos dados apresenta uma tendência de se agrupar ou concentrar em torno de um ponto central, facilitando a escolha de um valor típico que descreva todo o conjunto. Geralmente são utilizadas a média aritmética, a mediana ou a moda.

Outra medida importante em um conjunto de dados é a da variação, isto é, a quantidade de dispersão ou espalhamento dos dados em torno da medida central. Para se quantificar essa dispersão, geralmente são usados os parâmetros desvio padrão e coeficiente de variação.

3.3 PROBABILIDADE

Segundo Ang & Tang (1975), probabilidade refere-se à ocorrência de um evento em meio a outros eventos possíveis de acontecerem.

O espaço amostral engloba todos os eventos possíveis e pode ser discreto ou contínuo. Dessa forma, a probabilidade de ocorrência de um evento é dada

pela razão do número de elementos daquele evento pelo número de elementos do espaço amostral.

Ang & Tang (1974) relatam que diferentes abordagens para a definição da probabilidade são possíveis. Na definição frequentista, a probabilidade é calculada *a posteriori*, a partir de um grande número de observações. Na definição clássica, a probabilidade é encontrada *a priori*, situação em que o total de eventos possíveis são equiprováveis. Na definição Bayesiana, a probabilidade está associada ao grau de confiança em relação ao evento. Por fim, na definição axiomática (BENJAMIN & CORNELL, 1970), o número associado a um evento A deve obedecer aos seguintes postulados:

- 1) $0 \leq P[A] \leq 1$;
- 2) $P[\Omega] = 1$;
- 3) $P[A \cup B] = P[A] + P[B]$, se A e B forem eventos mutuamente exclusivos.

3.4 VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

Segundo Papoulis & Pillai (2002), uma variável aleatória X é um processo que atribui um número $X(x)$ para todo x . A função resultante deve satisfazer as seguintes condições:

- O conjunto $\{X < x\}$ é um evento para todo x ;
- As probabilidades dos eventos $\{X = \infty\}$ e $\{X = -\infty\}$ são iguais a zero.

Segundo Ang & Tang (1975), a variável aleatória pode ser considerada uma regra que projeta um evento em um espaço amostral para a reta dos números reais.

3.4.1 DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DE PROBABILIDADES E FUNÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO DE PROBABILIDADE

Segundo Yates & Goodman (1999), a função de distribuição acumulada de probabilidades de uma variável aleatória X é a função:

$$F_X(x) = P[\{X < x\}] \quad 3.1$$

Já a função de densidade de probabilidades é obtida por:

$$f_x(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad 3.2$$

3.4.2 VALOR ESPERADO E MOMENTOS DE UMA VARIÁVEL ALEATÓRIA

Para variáveis contínuas, o valor esperado de uma variável é definido por:

$$E[X] = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f_X(x) dx = \mu \quad 3.3$$

Para variáveis discretas, um estimador não tendencioso do valor esperado é calculado por:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad 3.4$$

Já a variância é calculada a partir do operador valor esperado para variáveis contínuas:

$$Var[X] = E[(X - \mu)^2] = \sigma^2 \quad 3.5$$

Para variáveis discretas, o estimador não tendencioso da variância é dado por:

$$\bar{v} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad 3.6$$

3.5 DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE COMUNS NA GEOTECNIA

As distribuições mais usadas em geotecnia são a distribuição normal e a log-normal, por sua simplicidade e bom ajuste para a maior parte dos parâmetros geotécnicos (LUMB, 1966).

Figura 3.2 - Gráfico de uma distribuição de probabilidades (a) normal e (b) log-normal.

A distribuição normal apresenta uma curva simétrica em forma de sino conforme mostrada na Figura 3.2a. É uma das mais simples, pois é definida apenas pela média e desvio padrão (μ, σ) . A função de densidade de probabilidades é dada por:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right)^2 \right] \quad 3.7$$

A função de distribuição cumulativa de probabilidades é dada por:

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{z - \mu}{\sigma} \right)^2 \right] dz \quad 3.8$$

Como essa expressão não tem solução analítica, os resultados são apresentados a partir da transformação da distribuição em uma distribuição normal com média nula e desvio-padrão unitário, chamada distribuição normal padrão (Φ).

A distribuição log-normal (Figura 3.2b) ocorre quando o logaritmo de uma variável aleatória obedece a uma distribuição normal (ANG & TANG, 1975). Este tipo de distribuição tem como características apresentar assimetria em relação à média e ser sempre positiva.

Ela está descrita em função de parâmetros λ e ξ , que podem ser relacionados com os momentos da distribuição normal por:

$$\lambda = \ln(\mu) - 0,5\xi^2 \quad 3.9$$

$$\xi = \sqrt{\ln(1 + (\sigma/\mu)^2)} \quad 3.10$$

A função de densidade de probabilidades é dada por:

$$f_X(x) = \frac{1}{\xi x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \lambda}{\xi} \right)^2 \right] \quad 3.11$$

3.6 FORMULAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE E DA PROBABILIDADE DE FALHA

Os modos de falha de um projeto podem ser quantificados por meio das equações do estado limite, escrita em termos das variáveis do projeto. A equação de estado limite mais simples é do tipo:

$$g(R, S) = R - S = 0 \quad 3.12$$

em que:

R = resistência disponível;

S = ação solicitante (carga ou tensão à qual o sistema é exposto).

A diferença ($R - S$) também é conhecida como margem de segurança (M).

Ang e Tang (1975) explicam que a probabilidade de falha (P_f) pode ser obtida através do cálculo do índice de confiabilidade (β), que pode ser definido como:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad 3.13$$

sendo:

M = margem de segurança;

μ_M = valor médio da margem de segurança

σ_M = desvio padrão da margem de segurança.

O valor médio e o desvio padrão da margem de segurança são definidos pelas equações (3.14) e (3.15), respectivamente:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad 3.14$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad 3.15$$

A probabilidade de falha é relacionada com o índice de confiabilidade por:

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad 3.16$$

onde P_f é a probabilidade de falha e $\Phi(\beta)$ é a curva normal padronizada de β .

Essa expressão só é válida para R e S normais e margem de segurança linear. No caso de se ter R e S log-normais, a margem de segurança fica melhor definida por:

$$Z = \frac{R}{S} \quad 3.17$$

pois:

$$\ln(Z) = M = \ln(R) - \ln(S) \quad 3.18$$

Neste caso, o índice de confiabilidade pode ser escrito como:

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{\mu_R}{\mu_S} \sqrt{\frac{1 + (\sigma_S/\mu_S)^2}{1 + (\sigma_S/\mu_R)^2}}\right)}{\sqrt{\ln((1 + (\sigma_S/\mu_R)^2) \cdot (1 + (\sigma_S/\mu_R)^2))}} \quad 3.19$$

A Figura 3.3 resume bem os conceitos apresentados até aqui. Nela estão ilustradas as distribuições de probabilidades de R e S , bem como a da margem de segurança (M). O índice de confiabilidade (β) pode ser definido como a distância em termo de desvios padrão entre as médias de R e S , ou como a distância em termos de desvio padrão da média de M até zero (condição limite para falha, já que para $M = 0$, tem-se $R = S$). A probabilidade de falha (P_f) também é definida na figura como a área abaixo de $f_M(m)$ à esquerda de zero, e é também proporcional à intersecção entre $f_R(r)$ e $f_S(s)$.

Figura 3.3 - Margem de segurança e probabilidade de falha (SILVA & AOKI, 2006).

Note que P_f não pode ser admitida idêntica à intersecção de $f_R(r)$ e $f_S(s)$, pois, segundo Beck (2014), a definição correta seria dada por:

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(s) \cdot F_R(s) ds \quad 3.20$$

Christian (1992) comenta que a probabilidade de falha também pode ser representada pela área sob a curva de distribuição de probabilidades do fator de segurança, contida à esquerda de $FS=1$, como se observa na Figura 3.4:

Figura 3.4 – Probabilidade de falha associada a distribuições estatísticas de FS com diferentes médias e desvios-padrão (CHRISTIAN,1992).

Na Figura 3.4 pode-se notar ainda que, apesar de uma distribuição ter maior fator de segurança médio (1,5 contra 1,25, aproximadamente), sua maior dispersão faz com que sua probabilidade de falha seja maior, fato evidenciado pela área hachurada ser maior.

Para fins de projeto, o Corpo de Engenheiros do Exército Americano sugere alguns valores de β alvo dependendo do nível de desempenho esperado, e a probabilidade de falha associada (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Valores de β para cada nível de desempenho esperado e probabilidade de falha associada (USACE, 1995).

Nível de desempenho esperado	Índice de Confiabilidade (β)	Probabilidade de Falha
Alto	5,0	0,0000003
Bom	4,0	0,00003
Acima da média	3,0	0,001
Abaixo da média	2,5	0,006
Pobre	2,0	0,023
Insatisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

Entretanto, a norma brasileira de estabilidade de taludes, NBR 11682/2009, sugere somente valores para os FS mínimos em projetos (Tabela 3.2):

Tabela 3.2 – Fatores de segurança mínimo para deslizamentos segundo NBR 11682 /2009

Nível de segurança contra danos a vidas humanas ►	Alto	Médio	Baixo
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais ▼			
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Os avanços da norma NBR 11682/2009 nesse sentido incluem apenas: sugerir que os valores sejam majorados em 10% caso se encontre grande variabilidade nos resultados dos ensaios geotécnicos; mencionar que a variabilidade dos materiais naturais pode reduzir significativamente a segurança, aumentando a probabilidade de ocorrência de uma ruptura da encosta; comentar a opção do engenheiro civil geotécnico responsável de calcular a probabilidade de falha em casos especiais com elevado potencial de perda de vidas e de danos ambientais; trazer um anexo com a sugestão de tratamento estatístico dos resultados dos ensaios.

3.7 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

3.7.1 MÉTODOS DE TRANSFORMAÇÃO

Os métodos de transformação levam as variáveis do espaço de projeto para o espaço normal padrão e estão geralmente baseados na Transformação de Hasofer-Lind (1974, *apud* MELCHERS, 1987):

$$Y_i = \frac{X_i - \mu_{Xi}}{\sigma_{Xi}} \quad 3.21$$

em que: Y_i = variável normalizada, com $\mu_{Y_i} = 0$ e $\sigma_{Y_i} = 1$.

Ang & Tang (1975) entendem o problema de confiabilidade como um problema de otimização, no qual deseja-se encontrar o ponto $(y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*)$ que minimiza a equação $d = \|y\|$, sujeito à condição: $g(y_1, y_2, \dots, y_n) = 0$. Em outras palavras, deseja-se encontrar o ponto sobre a equação de estado limite com menor distância à origem do espaço normal padrão. Essa distância mínima corresponde ao índice de confiabilidade, em sua interpretação geométrica. O ponto em questão recebe o nome de ponto de projeto.

Para equações lineares, mesmo que n-dimensionais, a transformação de Hasofer-Lind (que também é linear) mantém a linearidade da equação. Dessa forma, Beck (2014) lembra que, se as distribuições de probabilidades das variáveis forem normais, o índice de confiabilidade pode ser calculado por:

$$\beta = \frac{E[g(X)]}{\sqrt{\text{Var}[g(X)]}} \quad 3.22$$

em que X = vetor de variáveis aleatórias.

No entanto, no caso de equações não lineares, o problema se torna mais complexo, pois além encontrar o ponto de projeto, é necessário também aproximar a equação do estado limite por um hiperplano neste ponto. Beck (2014) explica que o ponto de projeto também é o ponto sobre o domínio de falha com maior probabilidade de ocorrência. Logo, uma linearização neste ponto reduz o erro.

Existem vários algoritmos de otimização para resolver esse problema. O mais usado é o desenvolvido por Hasofer & Lind (1974) e aprimorado por Rackwitz & Fiessler (1978) (algoritmo HLRF) e é dado pela expressão recursiva:

$$y_{k+1} = \frac{1}{|\nabla g(y_k)|^2} [\nabla g(y_k)^T \cdot y_k - g(y_k)] \cdot \nabla g(y_k) \quad 3.23$$

Sudret & Der Kiureghian (2000) comentam ainda o algoritmo HLRF melhorado (*improved* HLRF - iHLRF) proposto por Zhang & Der Kiureghian (1995), que determina inicialmente uma direção de busca e faz um ajuste de passo através de uma função mérito.

Os cossenos diretores de um ponto qualquer sobre a equação de estado limite são obtidos por:

$$\alpha(y) = \frac{\nabla g(y)}{\|\nabla g(y)\|} \quad 3.24$$

em que $\nabla g(y)$ é o gradiente da equação de estado limite. Como o ponto de projeto (y^*) é o ponto sobre a equação de estado limite mais próximo da origem, tem-se:

$$y^* = -\alpha \cdot \beta \quad 3.25$$

Dessa forma, os cossenos diretores podem ser utilizados para avaliar a contribuição de cada variável no índice de confiabilidade, determinando, por exemplo, se algumas variáveis são tão pouco sensíveis que podem ser tratadas deterministicamente (MELCHERS, 1987).

3.7.1.1 MÉTODO DE PRIMEIRA ORDEM A PARTIR DO PONTO MÉDIO (FOMV- FIRST ORDER MEAN VALUE)

Este método consiste em calcular o índice de confiabilidade via aproximação de primeira ordem no ponto médio, utilizando-se a equação 3.22. Quando o problema não é analítico, a variância da $g(X)$ é geralmente estimada a partir da equação proposta por Harr (1977), que calcula a variação que o FS sofre quando cada parâmetro é variado de Δ (SANDRONI & SAYÃO, 1992):

$$Var[FS] = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta FS_i}{\Delta X_i} \right)^2 \cdot Var[X_i] \quad 3.26$$

No entanto, o FOMV apresenta a grave desvantagem de não ser invariante com relação à forma da equação de estado limite quando ela é não linear (BECK, 2014). Isto é, a manipulação algébrica da equação pode levar a índices de confiabilidade completamente distintos.

3.7.1.2 MÉTODO DE PRIMEIRA ORDEM E SEGUNDO MOMENTO (FOSM)

Este método também apresenta limitações para aplicação a problemas práticos, pois admite as distribuições de todas as variáveis do problema como sendo normais. No entanto, deve-se ressaltar que o FOSM é a base teórica dos demais métodos de transformação.

O método é denominado de primeira ordem porque aproxima a equação de estado limite por uma superfície de primeira ordem (um hiperplano) no espaço normal padrão; e de segundo momento porque utiliza apenas os momentos de primeira e segunda ordens das variáveis.

De maneira simplificada, o método faz a transformação dos pontos do espaço de projeto $\mathbf{X}$ para o espaço normal padrão $\mathbf{Y}$, enquanto busca, através de um algoritmo de otimização, pelo ponto de projeto. O índice de confiabilidade é calculado pela distância deste ponto à origem do espaço normal padrão.

3.7.1.3 MÉTODO DE PRIMEIRA ORDEM (FORM)

Para casos mais próximos da realidade, em que as variáveis aleatórias são descritas por funções de distribuição de probabilidades quaisquer (não somente normais), o método FORM pode apresentar uma boa aproximação do índice de confiabilidade real (ELLINGWOOD, 1996). Nesse caso, a transformação composta utilizando o modelo de Nataf é utilizada para levar as variáveis do espaço de projeto para o espaço normal padrão, bem como eliminar a correlação entre as variáveis de projeto. O processo envolve os seguintes passos (Figura 3.5):

- Transformação das variáveis correlacionadas X em variáveis normais equivalentes Z (ainda correlacionadas) por meio do Princípio da Aproximação Normal, que aproxima a cauda de uma distribuição original pela cauda de uma distribuição normal equivalente, mantendo seu conteúdo de probabilidades;
- Cálculo dos coeficientes de correlação equivalentes no espaço $\mathbf{Z}$
- Eliminação da correlação por decomposição ortogonal ou fatoração de Cholesky.

Figura 3.5 - Ilustração da transformação composta: $\mathbf{X} \rightarrow \mathbf{Z} \rightarrow \mathbf{Y}$ (BECK, 2014).

A diferença do FOSM para o FORM é que o primeiro não necessita aproximar a cauda da distribuição por uma normal equivalente, já que todas as distribuições são consideradas normais.

O FORM será melhor detalhado na seção 4.1.2.

3.7.1.4 MÉTODO DE SEGUNDA ORDEM (SORM)

Quando a equação do estado limite ou a transformação para o espaço padrão não é linear (caso de variáveis fortemente correlacionadas e distribuições não gaussianas), a aproximação de segunda ordem pode trazer melhores resultados. Ao aproximar a equação de estado limite por superfícies quadráticas, pode-se reduzir o erro envolvido em relação a uma aproximação por um hiperplano.

3.7.2 MÉTODO DAS ESTIMATIVAS PONTUAIS

Rosenblueth (1975) desenvolveu um método que permite a estimativa dos 2 primeiros momentos (média e desvio padrão) do FS a partir do conhecimento dos primeiros momentos das variáveis do problema. O método consiste em realizar uma análise determinística com as variáveis no ponto médio e com as variáveis acrescidas e decrescidas dos respectivos valores de desvio padrão (DELL'AVANZI, 1995).

Se o problema envolver n variáveis, há 2^n combinações possíveis além do ponto médio, e a probabilidade de cada combinação pode ser calculada pelo produto das probabilidades de cada ponto, considerando-se que são independentes. Por exemplo, se houver somente duas variáveis no problema (x_1 e x_2), há 4 possíveis combinações de pontos, e as probabilidades seriam encontradas por:

$$p_{++} = P[\mu x_1 + \sigma x_1] \cdot P[\mu x_2 + \sigma x_2] \quad 3.27$$

$$p_{+-} = P[\mu x_1 + \sigma x_1] \cdot P[\mu x_2 - \sigma x_2] \quad 3.28$$

$$p_{-+} = P[\mu x_1 - \sigma x_1] \cdot P[\mu x_2 + \sigma x_2] \quad 3.29$$

$$p_{--} = P[\mu x_1 - \sigma x_1] \cdot P[\mu x_2 - \sigma x_2] \quad 3.30$$

Considerando ainda que as distribuições das variáveis são simétricas, as probabilidades seriam iguais, todas valendo $1/2^n$. No caso de duas variáveis, por exemplo, teria-se: $p_{++} = p_{+-} = p_{-+} = p_{--} = 1/4$. Caso contrário, o coeficiente de

assimetria das variáveis também deve ser conhecido e o problema se torna um pouco mais complexo.

A partir da simplificação sugerida, Hidalgo Montoya (2013) expõe as equações utilizadas para estimativa da média e da variância do fator de segurança:

$$E[FS] = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} FS_i \quad 3.31$$

$$Var[FS] = \frac{1}{2^n} \sum_{i=1}^{2^n} (FS_i - \overline{FS})^2 \quad 3.32$$

3.7.3 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

A simulação de Monte Carlo é uma técnica de replicação de um modelo que trabalha com a variabilidade dos parâmetros de entrada. Ang & Tang (1975) alertam que as distribuições de probabilidades das variáveis aleatórias devem ser conhecidas ou assumidas.

Melchers (1987) explica o equacionamento do método, a partir da definição de uma função indicadora, na qual:

$$I[x] = 1 \text{ se } x \in D_f \quad 3.33$$

$$I[x] = 0 \text{ se } x \notin D_f \quad 3.34$$

onde D_f é o domínio de falha.

Integrando-se sobre todo o domínio e usando a função indicadora:

$$P_f = \int_{\Omega} I[x] \cdot f_x(x) dx \quad 3.35$$

Pode-se notar que, por definição, essa expressão representa o valor esperado da função indicadora. Considerando um número finito de amostras (simulações), um estimador não tendencioso da probabilidade de falha é dado por:

$$\hat{P}_f = \frac{1}{n_{si}} \sum_{i=1}^{n_{si}} I[x] = \frac{n_f}{n_{si}} \quad 3.36$$

em que:

n_f = número de pontos no domínio de falha;

n_{si} = número de simulações.

A estimativa da variância pode ser descrita por:

$$Var[\hat{P}_f] = \frac{1}{(n_{si}-1)} \sum_{i=1}^{n_{si}} (I[x] - \hat{P}_f)^2 \quad 3.37$$

A rotina do método de simulação de Monte Carlo é descrita por Costa (2005):

- a) Seleção do modelo determinístico de base para a função de desempenho;
- b) Escolha dos parâmetros que irão ser modelados probabilisticamente, bem como as funções de distribuição das variáveis de entrada;
- c) Uso de um falso gerador de números aleatórios que seleciona um valor aleatório para cada variável de entrada baseado na sua distribuição de probabilidades. Em seguida, esses valores são usados para resolver a função de desempenho. Esses cálculos são normalmente efetuados considerando-se somente a superfície crítica obtida a partir da análise determinística realizada previamente;
- d) O processo é repetido inúmeras vezes para se construir a distribuição de frequências da variável de desempenho (fator de segurança), de onde se obtém o tipo de distribuição de probabilidade da função FS, permitindo-se a obtenção de suas principais características de variação, o FS médio, a probabilidade de falha do talude P_f (probabilidade de $FS < 1$), e a determinação do índice β através da equação 3.22. Se o número de simulações for suficiente, a probabilidade de falha pode ser calculada diretamente pela equação 3.36.

El-Ramly (2001) aponta algumas vantagens do uso da simulação de Monte Carlo. Primeiramente, ela não requer um conhecimento estatístico e matemático tão profundo quanto outros métodos. Em segundo lugar, ela fornece diretamente a forma da curva de distribuição de probabilidades do fator de segurança, e, portanto, da probabilidade de falha. E terceiro, o número de variáveis não altera a complexidade do problema.

3.7.4 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO COM AMOSTRAGEM POR IMPORTÂNCIA

Segundo Beck (2014) a amostragem por importância procura deslocar os pontos de amostragem para a região de interesse, próximas do domínio de falha, evitando simulação excessiva em pontos desnecessários. Para isso, utiliza-se uma função de amostragem $h_X(x)$, que, em geral, provoca uma translação nos pontos de amostragem. Multiplicando-se e dividindo a equação 3.35 por essa função:

$$P_f = \int_{\Omega} I[\mathbf{x}] \cdot \frac{f_X(x)}{h_X(x)} \cdot h_X(x) dx \quad 3.38$$

A expressão da Equação 3.38 pode ser entendida como o valor esperado de $I[\mathbf{x}] \cdot \frac{f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})}{h_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})}$, e pode ser estimado por:

$$\hat{P}_f = \frac{1}{n_{si}} \sum_{i=1}^{n_{si}} I[\mathbf{x}] \frac{f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})}{h_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})} \quad 3.39$$

Dessa forma, cada ponto amostrado estará associado a um peso de simulação $\frac{f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})}{h_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})} \ll 1$ (Figura 3.6).

Figura 3.6 - Amostragem por importância usando o ponto de projeto (BECK, 2014).

O sucesso desse tipo de amostragem depende da função de amostragem $h_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ escolhida, e para isso o conhecimento do ponto de projeto é necessário.

Outros tipos de amostragem inteligente podem ser usados como amostragem assintótica, amostragem melhorada, por variáveis antitéticas, simulação de subconjunto, hipercubo latino, etc. Explicações detalhadas de cada uma delas pode ser encontrada em SANTOS (2014).

3.8 TRABALHOS ENVOLVENDO CONFIABILIDADE DE TALUDES DE SOLO SATURADO

E NÃO SATURADO

A confiabilidade é um tema de crescente interesse na engenharia geotécnica, sendo encontrados diversos trabalhos na literatura que abordam desde sua aplicação a fundações até obras de terra, como taludes. No entanto, o uso da confiabilidade em taludes de solo não saturado tem recebido menor atenção, devido

principalmente à complexidade do assunto. Contudo, os avanços computacionais possibilitaram que essa área fosse melhor estudada. Os trabalhos científicos envolvendo confiabilidade em taludes de solo saturado e não saturado que foram úteis para a construção das diversas etapas deste estudo, são comentados a seguir.

O trabalho de Cho (2007) enfatiza as diferenças entre as análises determinísticas e probabilísticas. Ele realizou simulação de Monte Carlo para computar a distribuição de probabilidades dos fatores de segurança resultantes de um talude composto por duas camadas de solo. A superfície crítica foi encontrada por um algoritmo de otimização que identifica a superfície com menor índice de confiabilidade, calculado pelo FORM, e os cossenos diretores foram usados para realização de uma análise de sensibilidade. Os parâmetros tomados como variáveis aleatórias foram o peso específico, o ângulo de atrito e a coesão, sendo a coesão da camada superior a com maior sensibilidade. Os resultados mostraram que a superfície determinística (com fator de segurança mínimo) não é a mesma que a superfície crítica probabilística (com probabilidade de falha máxima) (Figura 3.7).

Figura 3.7 – Superfícies críticas probabilística e determinística (CHO, 2007).

Além disso, o fator de segurança médio, encontrado pela simulação de Monte Carlo, foi maior para a superfície probabilística do que para a determinística, mas calculando-se a probabilidade de falha associada, ela se mostrou maior no caso da superfície probabilística. Ainda, a probabilidade de falha encontrada pela simulação de Monte Carlo para a superfície probabilística se aproximou muito da encontrada pelo FORM.

Empregando uma metodologia mais simples (nomeada pelo autor como FOSM, mas aqui tratada por FOMV, por não envolver a busca do ponto de projeto), Dell'Avanzi (1995) realizou um trabalho no qual primeiramente uma análise

determinística é feita a partir dos valores médios dos parâmetros, encontrando-se assim o fator de segurança médio ($E[FS]$). Em seguida, a variância do fator de segurança ($Var[FS]$) é encontrada pela equação 3.26, usando-se uma taxa de variação de 10%, e o índice de confiabilidade é calculado pela equação 3.22. Esse método de aproximação foi baseado em Christian (1992), e a equação de estado limite foi definida como:

$$g(X) = FS(X) - 1 \quad 3.40$$

em que X é o vetor de variáveis aleatórias.

Então, o índice de confiabilidade ficou definido por:

$$\beta = \frac{E[g(X)]}{\sqrt{Var[g(X)]}} = \frac{FS(X)-1}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta FS_i}{\Delta X_i} \right)^2 \cdot Var[X_i]} \quad 3.41$$

O autor menciona que a parcela $(\Delta FS_i / \Delta X_i)^2 \cdot Var[X_i]$ serve como um indicador da sensibilidade dos parâmetros, já que aponta a contribuição de cada variável no somatório. No exemplo estudado, a maior contribuição era da coesão.

Dell'Avanzi (1995) realizou uma busca manual pela superfície de ruptura crítica em relação ao β , observando que ela era diferente da superfície com FS mínimo. O estudo ainda envolveu a comparação do índice de confiabilidade encontrado para cada método de cálculo de estabilidade considerado, encontrando maiores diferenças no caso não reforçado que na análise com reforço. O autor também apontou que essa metodologia se mostra mais prática que o método de estimativas pontuais quando se analisa muitas variáveis aleatórias.

Outros autores que utilizaram a mesma metodologia foram Otálvaro & Cordão-Neto (2011). Eles analisaram a estabilidade de um talude hipotético sujeito a uma chuva com taxa de infiltração constante de 48 horas de duração utilizando o *software* SEEP/W, e verificaram que as maiores mudanças de poropressão ocorreram para os dois metros superficiais, além de que o fator de segurança diminuiu rapidamente para as primeiras 32 horas, mas depois sofreu pouca redução.

A análise probabilística, por sua vez, indicou um aumento da probabilidade de falha com a infiltração. Inicialmente a probabilidade de falha era de $6 \cdot 10^{-4}$, condição considerada boa segundo o USACE (1999). Após 3 horas de chuva, há uma mudança de 3 ordens de grandeza, passando a uma condição perigosa. Depois de 16 horas, a probabilidade de falha já é superior a 15%.

A contribuição de cada variável na variância do fator de segurança foi quantificada e indicou que inicialmente o ângulo de atrito (ϕ') e a coesão (c) controlavam a análise (Figura 3.8). Com o decorrer da chuva, os parâmetros que mais dominavam a análise passaram a ser a coesão (c), ângulo de incremento de resistência (ϕ^b), a condutividade hidráulica (k) e o valor de entrada de ar (AEV). Também foi verificado que o peso específico não influi de forma significativa na variância do FS.

Figura 3.8 – Sensibilidade dos parâmetros para diferentes tempos de análise (OTÁLVARO & CORDÃO NETO, 2011).

Zhang L.L., Zhang, L.M. & Tang (2005) também investigaram as variações que ocorrem ao longo do tempo de análise. Em seu trabalho, um modelo hidro mecanicamente acoplado foi desenvolvido para analisar a estabilidade de um talude, e os parâmetros hidráulicos e mecânicos foram analisados quanto às suas incertezas. Como a permeabilidade do solo se altera enquanto ele sofre deformações, a distribuição de fluxo resultante mostrou uma frente de umedecimento um pouco menos profunda do que a encontrada pelo *software* comercial SEEP/W. No entanto, o fator de segurança foi praticamente o mesmo que o encontrado pelo SLOPE/W.

A análise de confiabilidade foi realizada por Simulação de Monte Carlo, com amostragem por hipercubo latino. As variações com o tempo da média e do coeficiente de variação do FS e do deslocamento foram analisadas (Figura 3.9). Como era de se esperar, o valor médio de FS diminui e o deslocamento aumenta com o decorrer da chuva. O coeficiente de variação (CV) do FS aumenta com o tempo porque inicialmente somente as incertezas mecânicas influenciam a variação do fator de segurança, mas com o decorrer da chuva as incertezas hidráulicas vão se tornando mais evidentes.

Figura 3.9 – Variação da média e coeficiente de variação do a) fator de segurança; b) deslocamento (ZHANG, L. L., ZHANG, L. M. & TANG, 2005).

A influência do tempo também foi abrangida pelo trabalho de Babu & Murthy (2005), que investigaram ainda o efeito da variação dos parâmetros e da profundidade. Os autores utilizam a expressão de Cho & Lee (2002) para o fator de segurança deduzido pelo método do talude infinito utilizando o modelo de resistência de solos não saturados proposto por Fredlund & Rahardjo (1993):

$$FS = \frac{c' + (u_a - u_w) \cdot \tan \phi^b + \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad 3.42$$

Os autores construíram um gráfico da evolução do índice de confiabilidade com o CV de cada parâmetro de projeto, mantendo-se constantes os demais (Figura 3.10). Todas as retas iniciam em $\beta = 6,55$, que corresponde à análise determinística. Conforme o desvio padrão de cada parâmetro aumenta, o índice de confiabilidade diminui e as linhas mais íngremes correspondem aos parâmetros mais sensíveis. Neste caso, os parâmetros mais sensíveis foram γ , $(u_a - u_w)$ e ϕ^b .

Figura 3.10 – Inferência da sensibilidade dos parâmetros pela variação do CV de cada variável (BABU & MURTHY, 2005).

Os autores computaram ainda os fatores de segurança para diferentes profundidades e diferentes tempos decorridos (Figura 3.11). Observou-se que os valores de FS diminuem com o aumento da profundidade da ruptura plana e gradualmente decrescem com o tempo conforme a sucção diminui, devido à redistribuição da umidade com o tempo. O fator de segurança convencional, ignorando a contribuição da sucção, também foi plotado a fim de comparação e foi o único a atingir valores menores que a unidade. O mesmo foi feito para os índices de confiabilidade, verificando-se que eles diminuem com o tempo decorrido e caem abaixo de 3 para profundidades entre 0,8 e 1,4 m depois de 15 dias, sendo considerados suscetíveis a falha segundo o USACE (1999). Os índices de confiabilidade ignorando-se a contribuição da sucção (análise convencional) também foram calculados e chegaram a atingir valores negativos.

Figura 3.11 – Variação do fator de segurança e do índice de confiabilidade com a profundidade de ruptura e o tempo (BABU & MURTHY, 2005).

Ainda, a variação do índice de confiabilidade com os diferentes coeficientes de variação para a condutividade hidráulica saturada foi estudada para 5 e 30 dias decorridos depois do término da chuva. Os autores notaram que um aumento no CV da condutividade hidráulica reduz o índice de confiabilidade. Para um CV de 90% do K_{sat} , a zona de falha pode se estabelecer entre 0,3 e 1,2m para 5 dias decorridos e, para 30 dias, entre 0,5 e 1,9m. A diferença é devido à redistribuição da umidade com o tempo.

A importância da condutividade hidráulica saturada foi estudada também por Gui et al. (2000). Os autores realizaram uma análise estocástica em uma barragem de terra, gerando amostras aleatórias de K_{sat} para alocação em cada nó da malha do modelo em elementos finitos. Para cada desvio padrão considerado foram realizadas

50 simulações, número limitado pelo gasto computacional requerido pelo aumento da variabilidade, e para cada simulação e instante no tempo uma linha freática foi gerada.

Os autores notaram que, para tempos menores, a linha freática do solo uniforme era bem deslocada para baixo em relação à curva do solo variável. No entanto, próximo ao instante em que o estado estacionário era alcançado, as diferenças diminuía (Figura 3.12a). Ainda, com o aumento do desvio padrão de $\ln(k_{sat})$, a variabilidade da linha freática aumentava para um tempo específico (Figura 3.12b).

Figura 3.12 - Linhas freáticas para diferentes tempos: a) $\sigma_{Kksat}=0,3$; b) $\sigma_{Ksat}= 0,7$. As linhas sólidas representam a linha freática do solo com k_{sat} uniforme e as pontilhadas, do solo com k_{sat} variável (GUI ET AL., 2000).

As pressões neutras resultantes foram então utilizadas na análise de estabilidade. Considerando-se a variabilidade da condutividade hidráulica, o desvio padrão de FS aumenta com o aumento do desvio padrão de $\ln(k_{sat})$, mas o valor médio de FS é bastante próximo do encontrado para a análise determinística. Uma relação linear foi encontrada entre os desvios padrão de $\ln(k_{sat})$ ($\sigma_{\ln(k_{sat})}$) e do fator de segurança (σ_{FS}) (Figura 3.13a). Uma relação entre $\sigma_{\ln(k_{sat})}$ e o índice de confiabilidade (β) também foi encontrada (Figura 3.13b): para cada incremento de 0,10 no $\sigma_{\ln(k_{sat})}$, uma queda de 1,0 era verificada no β . Para $\sigma_{\ln(k_{sat})}$ pequenos ($\leq 0,5$), o fator de segurança pode assumir distribuição normal ou log-normal, mas para $\sigma_{\ln(k_{sat})} \geq 0,5$, nenhuma das duas distribuições se ajustam bem.

Figura 3.13 – Relação entre $\sigma_{\ln(k_{sat})}$ e (a) σ_{FS} ; (b) β (GUI ET AL., 2000).

Já no trabalho de Tan et al (2013), o valor médio da condutividade hidráulica saturada foi alterado em 100 vezes para a investigação do efeito sobre a confiabilidade de taludes constituídos de solos não saturados homogêneos. Além disso, diferentes combinações de intensidade e duração foram testadas para as chuvas. A análise de confiabilidade foi realizada via FOMV considerando, primeiramente, os parâmetros coesão, ângulo de atrito, condutividade hidráulica saturada e os parâmetros a , n e m da curva de retenção de Fredlund e Xing (1994), sendo denominadas análises 6p. Em seguida, as análises foram repetidas considerando-se somente os parâmetros coesão e ângulo de atrito, que se mostraram dominantes nas análises anteriores, sendo então denominadas análises 2p.

Os resultados mostram que quando a condutividade hidráulica é baixa a curva índice de confiabilidade *versus* tempo decresce mesmo depois de passado vários dias do final da chuva, devida a lenta redistribuição de poropressão. Além disso, praticamente não houve diferenças entre as análises 2p e 6p, indicando que os parâmetros hidráulicos não são muito sensíveis. Entretanto, quando a condutividade hidráulica média foi aumentada, a curva índice de confiabilidade *versus* tempo mudou de formato, apresentando um mínimo próximo ao término da chuva, e tornando a crescer depois, devido à redistribuição de poropressão. Outro ponto observado foi que a diferença entre as análises 2p e 6p se mostrou maior, principalmente para combinações de chuva que levavam a uma maior infiltração, não permitindo que os parâmetros hidráulicos sejam negligenciados na análise de confiabilidade nesses casos.

Os autores apontam ainda que a relação entre o índice e confiabilidade inicial e o índice de confiabilidade mínimo é menor que a mesma relação em termos de fator de segurança, mostrando que a análise determinística pode estar superestimando a segurança do talude. Esse comportamento fica ainda mais evidente quanto maior for a chuva e a condutividade hidráulica saturada.

Chan (2001) também estudou tanto a influência das variáveis hidráulicas quanto as de resistência. Ele analisou um talude com três camadas de diferentes solos com relação à estabilidade utilizando-se o SLOPE/W e o perfil de distribuição de pressões neutras geradas por meio de uma modelagem de fluxo no talude pelo SEEP/W. A análise probabilística foi feita a partir de simulação de Monte Carlo, utilizando a técnica de amostragem por hipercubo latino.

Primeiramente, computou apenas as incertezas nos parâmetros da curva de retenção ($\theta_{sat}, k_{sat}, \theta_r, \alpha, n$), considerando os parâmetros de resistência (γ, ϕ', c') determinísticos. Neste caso, a sensibilidade do parâmetro k_{sat} na camada do meio resultou negativa em relação ao fator de segurança e foi o parâmetro mais importante na análise, passando a dominá-la com o tempo. No entanto, quando os parâmetros de resistência também foram tomados como variáveis aleatórias, o ângulo de atrito da camada superior foi o parâmetro mais importante em todas as análises. As propriedades do solo da camada inferior foram os que menos contribuíram na análise. O valor médio do fator de segurança não variou muito, mas a variação do FS aumentou consideravelmente quando os parâmetros de resistência foram tomados como aleatórios, para uma mesma superfície de ruptura.

A partir do valor médio e o desvio padrão do FS, pôde-se estimar ainda os valores do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha. No entanto, no caso em que os parâmetros de resistência foram tomados como determinísticos, a variação do FS foi muito pequena, resultando em índices de confiabilidade extremamente altos, que levam a probabilidades de falha próximas de zero. Mesmo assim, eles indicam uma tendência de decréscimo no valor de FS com o tempo. Já no caso com todos os parâmetros sendo tomados como aleatórios, embora os índices de confiabilidade tenham resultado em valores bem mais baixos, eles não indicaram essa tendência com relação ao tempo, devido ao domínio dos parâmetros de resistência sobre os da curva de retenção.

Tan et al. (2014) também realizaram uma análise de sensibilidade com dois parâmetros de resistência (c' e ϕ') e quatro parâmetros hidráulicos (α, n, S_r, k_{sat}),

a fim de investigar quais contribuíam mais e quais poderiam ser estudados com valores determinísticos, já que sua variabilidade influenciava pouco na análise, a fim de diminuir o custo computacional. Foram analisados três ângulos para o talude e quatro condições de chuva e infiltração. O índice de confiabilidade foi estimado pelo FOMV.

Na análise determinística notou-se que depois de três dias de chuva o fator de segurança decresce para todas as condições. Porém, as análises que tinham maior intensidade de chuva e maior k_{sat} foram as que apresentam maior diminuição. Além disso, quanto maior a inclinação do talude, menores foram os valores de FS encontrados e maior a influência da infiltração.

Da análise de sensibilidade (Figura 3.14), o parâmetro que mais afetou as análises foi a coesão efetiva, seguida do ângulo de atrito e do parâmetro n . As contribuições de S_r e k_{sat} foram bem pequenas, permitindo adotá-los como parâmetros determinísticos.

Figura 3.14 – Sensibilidade das variáveis: a) para talude com 45° de inclinação e 4 condições de infiltração; b) três ângulos de inclinação e uma de infiltração (C1) (TAN et al., 2014).

Em seguida calculou-se o índice de confiabilidade (β) considerando-se, em ordem de maior sensibilidade para a menor: a) apenas os dois primeiros parâmetros; b) os três primeiros; c) os quatro primeiros; d) os seis parâmetros. Observou-se que o índice de confiabilidade variou pouco de um caso para o outro, indicando que os dois primeiros parâmetros realmente comandam a análise.

Os autores ainda aumentaram gradualmente os coeficientes de variação dos parâmetros hidráulicos, mantendo constantes os dos parâmetros de resistência, a fim de se verificar melhor a contribuição dos primeiros na confiabilidade. Novamente realizaram-se análises considerando-se diferentes números de parâmetros em cada

uma. De modo geral, a diferença entre a análise mais acurada (considerando-se seis variáveis aleatórias) e a menos acurada (considerando-se apenas duas), torna-se maior conforme os coeficientes de variação dos parâmetros aumentam. Dessa forma, para pequenos coeficientes de variação, pode-se assumir como variável aleatória somente c' , ϕ' e n . Para CVs maiores, o parâmetro α também precisa ser considerado.

4 METODOLOGIA

4.1 ESCOLHA DO MÉTODO PARA ESTIMATIVA DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

O método de confiabilidade escolhido para as análises desse trabalho foi o *First Order Reliability Method* – FORM. A escolha desse método se justifica pela complexidade da tarefa de encontrar a distribuição de poropressões em um talude a partir da equação de fluxo, requerendo o auxílio de ferramentas computacionais para realizar cálculos por métodos numéricos. O *software* utilizado neste trabalho (SEEP/W) utiliza elementos finitos para calcular a distribuição de pressões neutras em cada ponto do talude em cada instante da análise. Por ser uma análise com maior gasto computacional, métodos de confiabilidade como a simulação de Monte Carlo, que requerem milhares de avaliações da função de desempenho, ficam totalmente inviabilizados.

Outra vantagem do método FORM é a possibilidade de se investigar a contribuição de cada variável aleatória na confiabilidade do sistema, permitindo que as menos importantes sejam tratadas como determinísticas, desonerando a análise.

Na literatura também é possível encontrar para análises numéricas a aproximação de primeira ordem no ponto médio, nomeada FOMV (*First Order Mean Value*), como visto na seção 3.8 em Dell’Avanzi (1995), bem como em Christian (1992) e Sandroni & Sayão (1992). No entanto, esse método não é invariante com relação à forma da equação de estado limite quando ela é não linear, como comentado na seção 3.7.1.1.

Contudo, a equação do estado limite foi definida com base nos trabalhos apresentados, e é descrita por:

$$g(X) = FS(X) - 1 \quad 4.1$$

No entanto, por mais que a forma da função de desempenho seja aparentemente linear, o FS presente na equação é altamente não linear. Além disso, algumas variáveis podem assumir distribuições não gaussianas e podem existir correlações entre as variáveis. Por este motivo, mesmo que se adote uma equação de estado limite linear no espaço de projeto, ao transformá-la para o espaço normal padrão ela se tornará não linear.

Nos trabalhos supracitados, viu-se que a variância do FS é comumente estimada através das derivadas parciais do FS, impondo-se a cada parâmetro uma variação da ordem de 10% de seu valor médio. Essa ideia advém do método das diferenças finitas, que será melhor explicado a seguir por ser empregado para estimativa do gradiente da função de desempenho, utilizado para a busca do ponto de projeto pelo algoritmo HLRF.

4.1.1 ESTIMATIVA DO GRADIENTE DA FUNÇÃO DESEMPENHO PELO MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

Os métodos de transformação de primeira ordem se apoiam na aproximação da equação de estado limite por uma série de Taylor:

$$g(X) = g(\bar{X}) + \frac{g'(\bar{X})}{1!} \cdot (X - \bar{X})^1 + \frac{g''(\bar{X})}{2!} \cdot (X - \bar{X})^2 + \dots \quad 4.2$$

Truncando-se a série na primeira derivada e manipulando-a algebricamente, tem-se:

$$g(X) - g(\bar{X}) = g'(\bar{X}) \cdot (X - \bar{X}) \quad 4.3$$

No entanto, a obtenção das derivadas parciais da função desempenho ($g'(\bar{X})$) pode se mostrar um tanto complicada. Uma forma de contornar esse problema é utilizar o método das diferenças finitas.

Segundo Cuminato (1999), a ideia das diferenças finitas é a discretização. As derivadas são substituídas pela razão incremental que converge para o valor da derivada quando o incremento tende a zero.

Partindo-se da definição de derivada, resulta:

$$g'(x_i) = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{g(x_i + \Delta x_i) - g(x_i)}{\Delta x_i} \quad 4.4$$

Um forma de discretizar o problema é tomar um Δx suficientemente pequeno, mas não necessariamente infinitesimal, e aproximar a primeira derivada de $g(x_i)$ por meio da equação progressiva:

$$g'(x_i) = \frac{g(x_i + \Delta x_i) - g(x_i)}{\Delta x_i} \quad 4.5$$

ou na forma regressiva:

$$g'(x_i) = \frac{g(x_i) - g(x_i - \Delta x_i)}{\Delta x_i} \quad 4.6$$

ou ainda na forma centrada:

$$g'(x_i) = \frac{g(x_i + \Delta x_i) - g(x_i - \Delta x_i)}{2\Delta x_i} \quad 4.7$$

No entanto, se quisermos quantificar o erro que se comete em cada uma dessas aproximações pode-se utilizar uma série de Taylor:

$$g(x_i + \Delta x_i) = g(x_i) + \frac{(\Delta x_i)^1}{1!} \cdot g'(x_i) + \frac{(\Delta x_i)^2}{2!} \cdot g''(x_i) + \dots \quad 4.8$$

Dessa maneira, a forma progressiva para a primeira derivada de $g(x_i)$ pode ser obtida truncando-se a série na primeira derivada e isolando-se $g'(x_i)$.

$$g'(x_i) = \frac{g(x_i + \Delta x_i) - g(x_i)}{\Delta x_i} + O(\Delta x_i) \quad 4.9$$

onde $O(\Delta x_i)$ é o erro que se comete nesse truncamento. De maneira análoga, as formas regressiva e centrada podem ser obtidas pela série de Taylor. Mostyn & Li (1993) relatam que a aproximação por diferença central é mais acurada que a progressiva e a regressiva. No entanto, para n variáveis são necessárias $2n + 1$ avaliações da $g(X)$ enquanto que para as fórmulas progressiva e regressiva são necessárias apenas $n + 1$ avaliações. O *software* StRAnD, que é utilizado neste trabalho, utiliza a forma progressiva para estimativa do gradiente por ter menor custo computacional.

Cuminato (1999) ressalta que outras expressões para a derivada de $g(x_i)$ podem ser obtidas considerando-se mais pontos. A expressão de Lagrange para 5 pontos é calculada iterativamente tomando $\Delta x_i = 0,5 \cdot \Delta x_{i-1}$, e é dada por:

$$g'_0(x_i) = \frac{g(\bar{x}_i + \Delta x_{i,0}) - g(\bar{x}_i - \Delta x_{i,0})}{2 \cdot \Delta x_{i,0}} \quad 4.10$$

$$g'_i(x_i) = \frac{g(\bar{x}_i - \Delta x_{i-1}) - 8 \cdot g(\bar{x}_i - \Delta x_i) + 8 \cdot g(\bar{x}_i + \Delta x_i) - G(\bar{x}_i + \Delta x_{i-1})}{6 \cdot \Delta x_{i-1}} \quad 4.11$$

4.1.2 ALGORITMO PARA UTILIZAÇÃO DOS MÉTODOS DE PRIMEIRA ORDEM

O FORM já se encontra embutido na programação do StRAnD, mas para uma melhor compreensão de seu funcionamento, as etapas do algoritmo serão melhor descritas a seguir. Como forma de fornecer uma ferramenta de cálculo, serão comentadas as equivalentes funções do Excel, ainda que este método não se mostre automático como o código desenvolvido em linguagem Fortran para esta dissertação. Dessa forma, o cálculo pode ser reproduzido de maneira manual, e foi inclusive utilizado para validação do código.

Os passos do algoritmo estão enumerados de [1] a [26] para facilitar a explicação dos cálculos, feitos com base em Beck (2014):

[1] O primeiro ponto ($X_{j=0}$) é tomado como $\bar{X} = \{\bar{x}_{i=1}, \dots, \bar{x}_{i=n}\}$.

[2] A probabilidade acumulada ($F_{X_i}(x_{j,i})$) é calculada para cada variável a partir da sua distribuição. Por exemplo, se variáveis tiverem distribuição log-normal, deverá ser usada a função 'dist.lognormal' do EXCEL. O EXCEL contém ainda as distribuições normal, exponencial, beta, gama, Poisson, Weibull, t de Student, binomial negativa, hipergeométrica e qui-quadrado.

[3] A densidade de probabilidades ($f_{X_i}(x_{j,i})$) é calculada para cada variável a partir da sua distribuição. No exemplo em que as variáveis tenham distribuição log-normal, utiliza-se a função 'dist.norm' do EXCEL com $x = \ln(x_{j,i})$, média como λ_i , desvio padrão como ξ_i e a função cumulativa marcada como "falso". O resultado deverá ser dividido por $x_{j,i}$.

[4] As distribuições originais são transformadas em distribuições normais equivalentes (variáveis Z correlacionadas), isto é, que mantêm o conteúdo de probabilidades da distribuição original no ponto $x_{j,i}$:

$$F_{X_i}^{neq}(x_{j,i}) = F_{X_i}(x_{j,i}) \quad 4.12$$

fazendo:

$$Z_{j,i} = \frac{x_{j,i} - \mu_{x_{j,i}}^{neq}}{\sigma_{x_{j,i}}^{neq}} \quad 4.13$$

tem-se:

$$F_{X_i}(x_i) = \Phi\left(\frac{x_i - \mu_{x_{j,i}}^{neq}}{\sigma_{x_{j,i}}^{neq}}\right) = \Phi(Z_{ji}) \quad 4.14$$

$$z_{j,i} = \Phi^{-1}[F_{X_i}(x_{j,i})] \quad 4.15$$

Para isso utiliza-se a função 'inv.normp' do EXCEL.

[5] Para o cálculo de $\Phi(z_{j,i})$ é usada a função 'dist.norm' do EXCEL, mas com média 0 e desvio padrão 1, além da função cumulativa marcada como "falso".

[6] Como a distribuição equivalente possui dois parâmetros (média e desvio padrão), uma segunda condição tem que ser imposta:

$$f_{X_i}(x_{j,i}) = \frac{1}{\sigma_{x_{j,i}}^{neq} \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x_{j,i} - \mu_{x_{j,i}}^{neq}}{\sigma_{x_{j,i}}^{neq}} \right)^2 \right] \quad 4.16$$

$$f_{X_i}(x_{j,i}) = \frac{\Phi(z_{j,i})}{\sigma_{x_{j,i}}^{neq}} \quad 4.17$$

$$\sigma_{x_{j,i}}^{neq} = \frac{\Phi(z_{j,i})}{f_{X_i}(x_{j,i})} \quad 4.18$$

A matriz jacobiana J_{xz} pode ser escrita como:

$$J_{xz} = \begin{bmatrix} \sigma_{x_{j,1}}^{neq} & 0 & 0 \\ 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{x_{j,n}}^{neq} \end{bmatrix} \quad 4.19$$

[7] A média da distribuição normal equivalente é calculada por:

$$\mu_{x_{j,i}}^{neq} = x_{j,i} - z_{j,i} \cdot \sigma_{x_{j,i}}^{neq} \quad 4.20$$

[8] A matriz de correlação R_z é decomposta pela decomposição de Cholesky, de forma que:

$$R_z = L \cdot L^T \quad 4.21$$

Segundo Akai (1994), os elementos da matriz L são calculados por:

$$L_{n,n} = \sqrt{R_{z,n,n} - \sum_{k=1}^{n-1} L_{n,k}^2} \quad 4.22$$

$$L_{n,m} = \frac{1}{L_{m,m}} \left(R_{z,n,m} - \sum_{k=1}^{m-1} L_{n,k} \cdot L_{m,k} \right), \text{ para } n > m \quad 4.23$$

As matrizes jacobianas J_{yz} e J_{zy} são dadas por:

$$J_{yz} = L^{-1} \quad 4.24$$

$$J_{zy} = L \quad 4.25$$

Pela regra da cadeia:

$$J_{xy_j} = \frac{\partial x_i}{\partial y_k} = \frac{\partial x_i}{\partial z_j} \cdot \frac{\partial z_j}{\partial y_k} = J_{xz_j} \cdot J_{zy} = J_{xz_j} \cdot L \quad 4.26$$

$$[9] J_{yx_j} = J_{xy_j}^{-1} \quad 4.27$$

[10] O gradiente em X é estimado pelo método das diferenças finitas. Para isso, calcula-se com o *software* GeoStudio o FS resultante para X_i .

[11] A equação do estado limite é tomada como:

$$g(X_j) = FS(X_j) - 1,0 \quad 4.28$$

[12] Seguindo a recomendação de Dell'Avanzi (1995), toma-se:

$$\Delta X_i = 0,10 \cdot E[X_i] \quad 4.29$$

[13] Calcula-se $x_{j,i} + \Delta x_i$.

[14] $FS_{x_{j,i} + \Delta x_i}$ devem ser obtidos do Geostudio.

[15] O gradiente em X é então estimado por:

$$\nabla g(x_{i,j}) = \frac{FS_{x_{j,i} + \Delta x_i} - FS_{x_j}}{\Delta x_i} \quad 4.30$$

[16] Uma transformação de Hasofer-Lind é feita para obter os valores de Y_j :

$$Y_j = J_{yx} \cdot \{X_j - \mu^{neq}\} \quad 4.31$$

[17] O índice de confiabilidade é dado pela distância do ponto de projeto Y à origem do espaço normal padrão, logo:

$$\beta_j = \|Y_j\| = \sqrt{\sum_{i=1}^n y_{j,i}^2} \quad 4.32$$

$$[18] g(Y_j) = g(X_j) \quad 4.33$$

[19] O gradiente em Y é calculado por:

$$\nabla g(Y_j) = \left\{ \frac{\partial g}{\partial y_{j,i}} \right\}_i = \left\{ \frac{\partial g}{\partial x_i} \cdot \frac{\partial x_i}{\partial y_{j,i}} \right\}_i = (J_{xy})^T \cdot \nabla g(X) \quad 4.34$$

[20] Cálculo do módulo do gradiente em Y :

$$\|\nabla g(Y_j)\| = \sqrt{\sum_{i=1}^n [\nabla g(y_{j,i})]^2} \quad 4.35$$

[21] Cálculo dos fatores de sensibilidade:

$$\alpha_{i,j} = \frac{\nabla g(y_{j,i})}{\|\nabla g(Y_j)\|} \quad 4.36$$

[22] Os quadrados dos fatores de sensibilidade ($\alpha_{i,j}^2$) somam a unidade e por isso refletem a contribuição de cada variável i .

[23] O próximo ponto para a busca do ponto de projeto é calculado pelo algoritmo iHLRF:

$$Y_{j+1,i} = -\alpha_{i,j} \cdot \left[\beta_j + \frac{g(Y_j)}{\|\nabla g(Y_j)\|} \right] \quad 4.37$$

[24] E, portanto, o próximo índice de confiabilidade é dado por:

$$\beta_{j+1} = \|Y_{j+1}\| = \sqrt{\sum_{i=1}^n y_{j+1,i}^2} \quad 4.38$$

[25] A transformação $Y \rightarrow Z$ é dada por:

$$z = L \cdot y \quad 4.39$$

[26] O ponto X_{j+1} é obtido por:

$$x_{j+1,i} = F_{X_i}^{-1}(\Phi(z_{j,i})) \quad 4.40$$

No exemplo com distribuição log-normal, deve ser utilizada a função 'invlog' do EXCEL, com $probabilidade = dist.normmp(z_{j+1})$; média como λ_i , e desvio padrão como ξ_i .

Com relação ao método FOSM, o algoritmo é bastante semelhante, diferenciando-se apenas pelo fato de não requerer o uso do princípio da aproximação normal (etapas de [4] a [9]), já que neste método todas as variáveis já são consideradas com distribuição normal por definição. A transformação $Y \rightarrow Z \rightarrow X$

também não se faz necessária neste método, sendo a transformação $Y \rightarrow X$ requerida no início de cada nova iteração calculada por meio da transformação de Hasofer-Lind:

$$X_j = J_{xy} \cdot Y_j + \mu \quad 4.41$$

Já o FOMV é ainda mais simples de ser programado em planilha eletrônica. Os passos se resumem em:

[1] Utilizar o ponto médio $\bar{X} = \{\bar{x}_{i=1}, \dots, \bar{x}_{i=n}\}$;

[2] Calcular $E[FS]$ a partir dos valores de [1] para os parâmetros, utilizando o GeoStudio;

[3] Com base na definição da equação de estado limite:

$$E[g(X)] = E[FS] - 1 \quad 4.42$$

[4] Tomar, baseado na recomendação de Dell'Avanzi (1995):

$$\Delta X_i = 0,1 \cdot X_i \quad 4.43$$

[5] Calcular $FS_{X_i + \Delta X_i}$, a partir dos valores de [4] para os parâmetros, utilizando o GeoStudio;

[6] Com base na definição da equação de estado limite:

$$g(X_i + \Delta X_i) = FS_{X_i + \Delta X_i} - 1 \quad 4.44$$

[7] Entender a variação da equação de estado limite como:

$$\Delta g(X_i) = g(X_i + \Delta X_i) - g(X_i) \quad 4.45$$

[8] Calcular a variância dos parâmetros:

$$Var[X_i] = \sigma_{X_i}^2 \quad 4.46$$

[9] Estimar a contribuição de cada parâmetro na variância de FS por:

$$\frac{\Delta g(X_i)^2}{\Delta X_i} \cdot Var[X_i] \quad 4.47$$

[10] Estimar $Var[X_i]$ a partir da equação 3.26.

[11] Calcular o índice de confiabilidade a partir da equação

4.2 O PROGRAMA DE CONFIABILIDADE: STRAND

O *software* utilizado para os cálculos de confiabilidade foi o *Structural Reliability Analysis and Design* (StRAnD), desenvolvido por Beck (2008) na Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, em linguagem Fortran.

A versão para estudantes do programa permite que o usuário defina até 10 variáveis aleatórias, tendo para suas propriedades estatísticas treze distribuições disponíveis. Essas definições são feitas através de um arquivo em '.txt' denominado STRAND_INPUT.txt. O usuário pode definir ainda o número de equações de estado limite e suas expressões por meio da sub-rotina LIMIT_STATE_FUNCTION.f90.

O programa realiza diferentes métodos de solução. Para os métodos de transformação como FORM e SORM, é permitido ao usuário a definição do número máximo de iterações, critérios de convergências, tolerância e o ponto inicial de procura pelo ponto de projeto. Para as simulações de Monte Carlo simples e com amostragem por importância, permite-se a escolha do número de amostras, número de funções de amostragem e a semente de geração dos números aleatórios.

Os resultados de cada método escolhido são resumidos no arquivo STRAND_OUTPUT.txt, contendo o número de avaliações da equação de estado limite, a probabilidade de falha, o índice de confiabilidade, entre outras informações.

4.3 PROGRAMAÇÃO EM FORTRAN

O StRAnD executa os cálculos de confiabilidade a partir de sucessivas avaliações da função de desempenho, que envolve o FS. Dessa forma, a análise geotécnica que inclui análise de fluxo e de estabilidade para fornecimento de FS tem que ser executada diversas vezes. Para automatização da análise como um todo, os valores dos parâmetros requeridos pelo StRAnD devem ser automaticamente informados ao GeoStudio, e os resultados retornados devem ser automaticamente lidos e informados ao StRAnD para determinação dos novos valores a serem assumidos pelas variáveis para continuação do algoritmo. A dificuldade encontrada neste trabalho foi justamente fazer o acoplamento entre o programa de geotecnia e o de confiabilidade.

Para que a automatização da análise seja possível, o *software* que realiza o cálculo numérico do modelo mecânico deve ter algumas particularidades. O *software* escolhido (GeoStudio) possui uma ferramenta desconhecida por muitos

usuários. O aplicativo GeoCmd.exe é instalado como parte da instalação do GeoStudio e pode ser usado para executar um arquivo '.gsz' em *batch mode*, isto é, utilizando processamento em lote, a partir de linhas de comando. Dessa forma, mesmo que o arquivo tenha mais de uma análise, todas elas podem ser executadas sem necessidade de intervenção manual.

Para a execução de arquivo '.gsz' em *batch mode*, GEO-SLOPE (2015) recomenda primeiro abrir o *prompt* de comando do Windows e mudar o diretório para aquele que contém o aplicativo GeoCmd.exe. Em seguida, os comandos '/solve' e '/report' são usados para rodar e reportar os resultados, respectivamente (Figura 4.1)

```

C:\> Prompt de Comando
Microsoft Windows [versão 10.0.10240]
(c) 2015 Microsoft Corporation. Todos os direitos reservados.
C:\Users\Geotecnia_USP>cd\
C:\>cd\Program Files (x86)\GEO-SLOPE\GeoStudio 8\Bin
C:\Program Files (x86)\GEO-SLOPE\GeoStudio 8\Bin>GeoCmd "C:\Users\Geotecnia_USP\Desktop\Talude.gsz" /solve:all /report:all

```

Figura 4.1 - Linha de comando para execução de um arquivo “.gsz” em *batch mode*.

De maneira análoga à que foi descrita acima, esse procedimento pode ser incorporado à programação do código em Fortran para automatização da análise de confiabilidade.

No entanto, sempre que os parâmetros são variados para estimativa do gradiente da função ou que a busca pelo ponto de projeto é atualizada, os parâmetros de entrada da análise mecânica mudam. Para que isso ocorra sem necessidade de se mudar manualmente o arquivo a cada vez, uma forma automática de informar as variáveis de entrada foi pesquisada.

Uma curiosidade sobre o arquivo “.gsz” é que ele se trata na verdade de um arquivo zipado que contém outros arquivos (Hekman, informação pessoal²). O arquivo de definição, que contém os dados de entrada e outras configurações da análise, tem extensão “.xml” e geralmente o mesmo nome no arquivo “.gsz”. Se aberto em um editor de textos, por exemplo, ele pode ser manipulado de forma automática, permitindo a alteração dos valores das variáveis de entrada. Além disso, contém

² Mensagem recebida de hekman@geo-slope.com, em 06/08/2015.

arquivos com os resultados de cada análise. O fator de segurança, por exemplo, podia ser lido no arquivo “*lambdafos_.csv*”.

O código desenvolvido neste trabalho faz a comunicação entre o código do StRAnD e os arquivos que se encontram dentro do “.gsz”. Uma breve explicação de sua lógica será dada a seguir:

- 1) Antes de iniciar a programação, decide-se quais parâmetros serão tomados como variáveis aleatórias e observa-se como eles estão identificados no arquivo “.xml”. Uma sub-rotina precisa ser criada para procurar no arquivo palavras-chave que identifiquem os parâmetros escolhidos, e retornem o número das linhas que contenham palavras-chave;
- 2) O arquivo “.xml” e um arquivo “.txt” em branco são abertos e todas as linhas do primeiro são copiadas para o segundo. Em seguida, copia-se do segundo arquivo para o original a linha 1 até a linha anterior à que contém a primeira palavra-chave, sem alterações. A linha que contém a primeira palavra-chave é então substituída pelo texto do arquivo “.xml”, mas com o valor a ser assumido pela variável. Por exemplo: ' <UnitWeight>',X(i),'</UnitWeight>';
- 4) O mesmo é feito para as outras variáveis, até o fim do arquivo. Dessa forma, ao final do processo o arquivo “.xml” terá conservado o conteúdo que possuía originalmente, mas com os valores das variáveis atualizados;
- 5) Ambos os arquivos são fechados e recorre-se a uma ferramenta do sistema para rodar o arquivo “.xml” em *batch mode*;
- 6) Após o término da análise, o fator de segurança necessita ser armazenado para o prosseguimento dos cálculos. No entanto, o arquivo que contém essa informação muda constantemente de nome. Mais especificamente uma parte do nome é fixa (*lambdafos*), mas a outra parte é um número que varia. Para contornar esse problema, recorre-se novamente a uma ferramenta do sistema que procura em determinado diretório um arquivo que contenha o trecho procurado. No caso, o nome completo do arquivo é armazenado na primeira linha de um arquivo temporário e depois seu conteúdo é lido

e armazenado em uma variável. O diretório e o nome do arquivo são concatenados para formar o caminho do arquivo que contém o fator de segurança, que é aberto, lido e tem o FS finalmente armazenado. Para evitar que coexistam mais de um arquivo desses na pasta de resultados do SLOPE, ela é inteiramente apagada a cada vez, também através de comandos do sistema;

7) Retorna-se ao StRAnD.

O fluxograma da Figura 4.2 explica mais claramente como o StRAnD e o código desenvolvido para chamar o GeoStudio funcionam de maneira conjunta.

O procedimento descrito, ainda que com a utilização de outros *softwares*, é relatado na literatura como *Direct coupling* (acoplamento direto), e foi utilizado em outros trabalhos de geotecnia, como Liu & Kiureghian (1991), Pendola (2000) e Napa-García (2015). Pendola (2000) define o termo como todo procedimento de confiabilidade baseado em um algoritmo de busca do ponto de projeto que use diretamente a análise de elementos finitos toda vez que a equação de desempenho tiver de ser avaliada.

Para aplicação desse procedimento, inicialmente um arquivo contendo o modelo a ser analisado com as análises de fluxo (SEEP/W) e estabilidade (SLOPE/W) deve ser criado, salvo e depois descompactado com a ajuda de um *software*. Neste trabalho foi utilizado o programa livre 7-zip. É imprescindível que o nome do arquivo e do diretório coincidam com os especificados no código. O arquivo de entradas do StRAnD (STRAND_INPUT.txt) deve ser alterado para descrever as variáveis aleatórias e suas propriedades estatísticas. Só então o código pode ser executado.

Figura 4.2 – Fluxograma do procedimento realizado pelo código que acopla StRAnD e o GeoStudio 2012.

4.4 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Para a escolha do talude a ser estudado, foi necessário primeiramente encontrar um trabalho que reunisse todos os dados necessários à modelagem. Para isso, diversas teses e dissertações foram analisadas. A Tabela 4.1 mostra alguns dos trabalhos estudados com relação à suficiência de dados para o objetivo proposto e outros detalhes pertinentes.

Outro fator determinante na escolha foi a simplicidade do modelo. Como as análises de confiabilidade poderiam se tornar muito extensas caso o talude apresentasse muitos tipos de solo, optou-se por escolher um modelo mais simples que permitisse que mais parâmetros do solo fossem tomados como variáveis aleatórias.

O modelo de talude encontrado no trabalho de Calle (2000) atendia aos requisitos estipulados e foi escolhido para servir de base do modelo hipotético dessa análise. O talude em questão encontra-se na Rodovia Engenheiro Thales de L. Peixoto – SP 318, Km 261, e é composto por solo residual da Formação Serra Geral e Formação Botucatu, classificado como uma areia argilosa, e já apresentava sinais de escorregamento. A geometria do talude do trabalho de Calle (2000) pode ser vista na Figura 4.3.

Figura 4.3 Perfil do escorregamento do talude (modificado de CALLE, 2000).

Tabela 4.1 - Trabalhos sobre taludes com realização de ensaios em solos não saturados.

Dados necessários	CALLE (2000)	AHRENDT (2005)	CARDOSO JR. (2006)	SOUSA (2006)	SANTOS (2007)	FRANCH (2008)	JESUS (2008)
Geometria	Geometria simples, 1 ou 2 tipos de solo (SPT)	Cartas de declividade, caracterização até no máximo 2,5m, muitas unidades geológicas	Geometria simples, 1 tipo de solo	Arbitrada (simples)	tridimensional	Geometria complexa, 2 tipos de solo	Geometria simples, 1 tipo de solo
Índices físicos	γ , W_o , ρ , ρ_s , ρ_d , η , e , S_r	γ_s , γ_{nat} , γ_d , W_l , W_p , η , e	γ_s , W_l , W_p , W_o , $\rho_{dmáx}$	γ_s , W_l , W_p	γ_s , γ_{nat} , W_l , W_p , η , e , S_r	e , γ , γ_s , W_{nat} , S_r , W_l , W_p , γ_d	e , γ , γ_s , η , W_{nat} , S_r , γ_d
Curva de retenção	Câmara de pressão e papel de filtro, ajuste van Genuchten (1980)	Método do papel filtro, ajuste por van Genuchten (1980)	Placa de sucção e tensiômetro de alta capacidade, ajuste por Fredlund e Xing (1994)	Câmara de pressão, ajuste por van Genuchten (1980)	Método do papel filtro, ajuste por Gitirana Jr. & Fredlund (2004)	Placa de sucção, ajuste por van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994)	Método do papel filtro, ajuste por van Genuchten (1980)
Função condutividade hidráulica	Permeâmetro Guelph, ajuste por Gardner (1958)	Infiltrômetro de duplo anel (método de Libardi et al., 1980)	Permeâmetro de parede rígida e flexível, ajuste por Fredlund, Xing & Huang (1994)	Estimada a partir da curva de retenção por van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994)	Estimada a partir da curva de retenção por Brooks & Corey (1964)	Estimada a partir da curva de retenção por van Genuchten (1980)	Estimada a partir da curva de retenção por van Genuchten (1980)
Medida de sucção	2 tensiômetros	não	Não. Uso de chuva antecedente na modelagem	não	não	Monitoramento com 25 tensiômetros por 7 meses	Monitoramento com tensiômetros por 4 meses
Pluviometria	10 meses	90 dias	12 meses (chuva e evapotranspiração)	Do trabalho de Elbachá (1992)	não	7 meses	Adoção de intensidade média
Parâmetros de resistência	Triaxial convencional e com controle de sucção	Cisalhamento direto (amostra com umidade natural e saturada)	Cisalhamento direto (saturado) e compressão simples (não saturado)	Triaxial convencional e com controle de sucção	Cisalhamento direto (natural e saturado), compressão simples, compressão diametral e triaxial CD e CU, SPT	Cisalhamento direto (natural e saturado) convencional e com controle de sucção e compressão simples	Triaxial CD e CU (saturado e umidade natural)

Na Tabela 4.2 estão resumidos os parâmetros utilizados nesta análise, tomados com base nos ensaios de Calle (2000).

Tabela 4.2- Valores médios dos parâmetros adotados no modelo (modificado de CALLE, 2000).

Parâmetros Hidráulicos						Parâmetros Mecânicos			
Função Condutividade Hidráulica (Gardner, 1958)		Curva de Retenção (Van Genuchten, 1980)				Físico	Resistência		
k_{sat}	α	θ_r	θ_s	α	n	γ	c'	ϕ'	ϕ^b
0,00558 m/h	0,14 m ⁻¹	0,12	0,37	0,9807 kPa	1,39	17 kN/m ³	18,6 kPa	30,4°	20°

Calle (2000) mostra também as leituras de precipitação diária da Estação Meteorológica CRHEA, localizada no município de Itirapina-SP, e de dois tensiômetros instalados no talude, durante o período de 1999/2000 (Figura 4.4).

Figura 4.4 - Precipitação diária (a) e leitura nos tensiômetros (b) para o período de 1999/2000 (CALLE, 2000).

4.3 MODELAGEM NO GEOSTUDIO 2012

Para a realização das análises, foi utilizada a versão 2012 do Geostudio. A análise de fluxo para obtenção da redistribuição das pressões neutras foi realizada no SEEP/W e a análise de estabilidade foi realizada no SLOPE/W, ambos do Pacote GeoStudio.

Seguindo as recomendações de Calle (2000), o nível d'água foi tomado 25 metros abaixo do topo do talude e o solo foi assumido homogêneo.

4.4.1 *MODELAGEM NUMÉRICA DO FLUXO DE ÁGUA AO LONGO DO TALUDE*

Neste trabalho, duas condições foram analisadas. A primeira, denominada Modelo 1 tentava reproduzir as condições de poropressões durante a época de estiagem. Desejava-se que as poropressões fossem calculadas a partir da linha freática adotada, com distribuição hidrostática até altura de 5,5m, e sucção constante (de 55 kPa) no restante do talude, obedecendo às sucções máximas encontradas em campo (conforme visto na Figura 4.4). Como a análise estacionária do SEEP/W não oferece essa opção, utilizou-se o artifício de criar uma análise transiente de 0,01h.

Para a modelagem do fluxo de água no talude na época chuvosa (Modelo 2), foi criada uma análise transiente no SEEP/W. O tempo adotado para a simulação foi de 24 horas, com 48 passos. Essa duração foi tomada com base na afirmação de Zambrana (2014) a partir do trabalho de Vargas Jr. et al. (1986) de que taludes em solos arenosos tem escorregamentos deflagrados com chuvas de 4 a 6 horas de grande intensidade, enquanto solos argilosos escorregam com chuvas de 50 a 60 horas de menor intensidade. Como o solo em questão trata-se de uma areia argilosa, um valor intermediário de 24 horas foi adotado. Estabeleceu-se ainda que não seria permitido o surgimento de poças, ou seja, todo volume de água que não infiltrasse, escoaria imediatamente.

As condições iniciais de poropressões também foram estimadas a partir da linha freática inicial, adotada na cota zero, de forma a se ter distribuição hidrostática até altura de 3 m e sucção constante (de 30 kPa) no restante do talude, simulando as condições do início do verão (conforme visto na Figura 4.4).

O modelo de material adotado foi saturado/não saturado, sem anisotropia. A curva de retenção de água foi estimada a partir de ferramenta existente

no GeoStudio para ajuste por Van Genuchten (Figura 4.5). Já para a função condutividade hidráulica, como o ajuste de Gardner (1958) da (equação 2.13) não existe no SEEP/W, ela foi programada em um *Add-In* (suplemento do *software* usualmente usado para criação de novos modelos constitutivos para o solo). O suplemento foi programado em Visual Basic a partir dos modelos existentes. O gráfico da curva criado pode ser visto na Figura 4.6.

Figura 4.5 – Curva de retenção de água no solo obtida pelo ajuste de Van Genuchten do SEEP/W.

Figura 4.6 – Curva da função condutividade hidráulica obtida pelo ajuste de Gardner programado em Add-In.

O talude foi desenhado deixando-se uma distância suficiente da crista e do pé para as laterais, a fim de evitar a influência de efeitos de borda no modelo. Para

determinação do refinamento da malha de elementos finitos, do número de passos e dos critérios de convergência, alguns testes foram realizados. Inicialmente tomou-se um modelo pouco refinado e verificou-se o valor do fator de segurança correspondente. À medida que o modelo era refinado, verificava-se a mudança no valor de FS. O procedimento foi repetido até que não houvesse mudança significativa de FS.

Com isso, ficou estabelecida uma malha de elementos triangulares e quadrangulares, com comprimento de 0,5m próxima à superfície e 1m no restante do modelo (Figura 4.7). Adotou-se ainda uma camada superficial mais refinada, com profundidade de 0,5m, e elementos com 0,167m de altura.

Figura 4.7 – Modelo SEEP/W utilizado na análise do Modelo 1. Na análise do Modelo 2 foi usada a mesma malha, acrescentando-se apenas a condição de contorno (chuva) e mudando-se o perfil inicial de poropressões.

Para a simulação da chuva, uma condição de contorno foi criada e aplicada em todo o talude (topo, face e base). Estipulada a duração da chuva, a intensidade foi calculada através de uma curva I-D-F de São Carlos de Cavalcanti et al. (2015):

$$I \text{ (mm/h)} = \frac{1504 \cdot [TR(\text{anos})]^{0,1307}}{[t(\text{min})+12,24]^{0,8274}} \quad 4.48$$

O período de retorno foi tomado como 20 anos. Logo, o valor da intensidade da chuva ficou definido como 0,00538 m/h.

O resultado das análises de fluxo foram aplicadas ao SLOPE/W como distribuições de poropressões, e podem ser vistas na Figura 4.8.

Figura 4.8 – Perfil de poropressões após: a) análise transiente de 0,01h, sem chuva, com sucção máxima de 55kPa (Modelo 1); b) análise transiente com 24h de chuva, com sucção limitada a 30kPa (Modelo 2).

4.4.2 MODELAGEM NUMÉRICA DA ESTABILIDADE DO TALUDE

Para a investigação da estabilidade do talude foi criada uma análise de equilíbrio limite no SLOPE/W. As sucções iniciais foram obtidas da análise SEEP/W.

Admitiu-se o solo como homogêneo e isotrópico, e que o peso específico não varia com a umidade. Também não foram adotadas trincas de tração.

O modelo de resistência adotado para o material foi o de Mohr-Coulomb e os parâmetros adotados foram os da Tabela 4.2, com ϕ^b de 20° (Modelo de Fredlund, Morgenstern & Widger, 1978). Uma vez que as sucções estão limitadas a 30 ou 55 kPa, o ajuste linear é considerado aceitável.

As superfícies foram investigadas a partir da definição dos locais de entrada e saída do círculo no talude. Há também a opção de se estabelecer uma grade

de possíveis pontos para o centro do círculo e o raio. No entanto, para o caso de estudo, os fatores de segurança encontrados pelo método de entrada e saída foram mais críticos.

O cálculo do fator de segurança foi realizado por meio do método de Bishop Simplificado. Segundo Gerscovich (2012), neste método o equilíbrio de forças nas lamelas é feito nas direções vertical e horizontal (Figura 4.9).

Figura 4.9 – Método das lamelas (a); Esforços na fatia n (b) (GERSCOVICH, 2012).

Dessa forma, a força normal é dada por:

$$N' = \frac{W + (X_n - X_{n+1}) - (u \cdot \cos \alpha + \frac{c'}{FS} \sin \alpha) \cdot l}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi'}{FS}} \quad 4.49$$

onde:

W = peso da lamela;

X = força interlamelar tangencial;

E = força interlamelar normal.

Além disso, o método de Bishop elimina o termo que envolve X (força interlamelar tangencial). Assim, considerando-se o efeito da sucção na resistência, o fator de segurança pelo Método de Bishop fica definido por:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \{c' \cdot b + [(u_a - u_w) \cdot b] \cdot \tan \phi^b + [(W - u_w \cdot b)] \cdot \tan \phi' / m_\alpha\}}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \quad 4.50$$

onde $m_\alpha = \cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi'}{FS}$.

o peso específico (γ), a coesão efetiva (c'), o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e o ângulo de incremento de resistência (ϕ^b). São, a princípio, 9 variáveis aleatórias.

Miranda (2005), com base em Lumb (1967) e Rétháti (1988), recomenda que o número de ensaios para definição do ângulo de atrito efetivo com um intervalo de confiança de 95% varia de 4 a 60 ensaios, dependendo o tipo de solo, e de 3 a 8 ensaios para os pesos específicos natural e saturado. Já para a coesão efetiva o número necessário seria extremamente alto. Como o número de ensaios realizados por Calle (2000) não é suficiente para inferir as propriedades estatísticas de cada variável, elas serão tomadas com base nas informações encontradas na literatura.

Com relação à forma da distribuição de probabilidades das variáveis aleatórias, a distribuição normal é a mais comum para esses tipos de parâmetros. Lumb (1966) e Matsuo & Kuroda (1974) suportam essa afirmação.

Tobutt (1982) também assume a distribuição normal para os parâmetros coesão, peso específico, ângulo de atrito e poropressão, embora concorde que a distribuição log-normal seria mais apropriada para parâmetros estritamente positivos.

El-Ramly (2005) reuniu trabalhos de um solo de alteração de granito de Hong Kong para obter as propriedades estatísticas do ângulo de atrito efetivo e ajustou os dados por uma distribuição log-normal. Ele também comenta que a correlação entre a coesão e o ângulo de atrito é possivelmente negativa, porém fraca.

El-Ramly (2002) relata que uma alternativa para casos com parâmetros necessariamente positivos, como os de resistência, é a adoção de uma distribuição triangular, a partir da estimativa dos valores máximo, mínimo e mais comum, com base na opinião de especialistas.

Christian (2004) diz ainda que em situações onde exista um máximo e mínimo finito, uma distribuição beta pode ser apropriada. Já problemas envolvendo recorrência de eventos geralmente lidam com distribuições exponenciais ou de Poisson.

Com relação à dispersão dos parâmetros, a literatura muitas vezes apresenta valores com um grande intervalo de variação. Os valores de coeficientes de variação encontrados para cada parâmetro podem ser consultados no Apêndice A.

Com base nas informações encontradas na literatura, adotaram-se as distribuições descritas na Tabela 4.3 para as variáveis aleatórias.

Tabela 4.3 - Distribuições das variáveis aleatórias adotadas no presente trabalho com base nas informações encontradas na literatura.

Parâmetro	Distribuição	CV mín(%)	CV méd(%)	CV máx(%)
Condutividade hidráulica (k_{sat})	Log-normal	30	50	70
Teor de umidade saturado (θ_s)	Normal	10	15	20
Teor de umidade residual (θ_r)	Normal	10	20	30
Parâmetro a de Van Genuchten (1980)	Log-normal	25	50	75
Parâmetro n de Van Genuchten (1980)	Log-normal	15	20	25
Peso específico (γ)	Normal	2,5	7,5	12,5
Coesão efetiva (c')	Normal	10	40	100
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	Log-normal	5	10	20
Ângulo de incremento de resistência (ϕ^b)	Log-normal	10	15	20

A correlação entre parâmetros também foi estudada e uma tabela encontra-se no Apêndice B. No entanto, devido à dificuldade do StRAnD em inverter a matriz de correlação, elas foram desprezadas.

Ressalta-se que incertezas nas condições iniciais e de contorno não são consideradas. No entanto, a escolha do par duração/intensidade da chuva foi feita com base frequentista, a partir de uma curva IDF, conforme comentado.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentadas com detalhes as análises de confiabilidade realizadas para o exemplo descrito no capítulo anterior a partir dos Modelos 1 e 2 da Figura 4.8 e com as distribuições estatísticas das variáveis apresentadas na Tabela 4.3, bem como uma breve discussão dos seus resultados.

5.1 DIFERENÇA ENTRE OS MODELOS 1 E 2 E IMPORTÂNCIA DA VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS

Os resultados da análise do Modelo 1, referente à época seca, e do Modelo 2, referente à época chuvosa, são comparados na Figura 5.1. Nota-se uma tendência de diminuição do índice de confiabilidade com o aumento do CV dos parâmetros em ambos modelos, como era de se esperar. No entanto, essa diminuição é bastante expressiva, passando de um nível de desempenho alto (segundo USACE, 1995) para o Modelo 1 ($\beta > 5,0$) e acima da média para o Modelo 2 ($\beta > 3,0$), para um nível perigoso ($\beta < 1,0$), em ambos os casos.

Figura 5.1 – Índice de confiabilidade versus coeficiente de variação das variáveis aleatórias para o Modelos 1 e 2.

Nota-se ainda que, para um mesmo coeficiente de variação considerado, o índice de confiabilidade do Modelo 1 é maior que do Modelo 2, porém a diferença entre os dois modelos torna-se menor conforme a variação dos parâmetros aumenta.

A análise determinística dos dois modelos resultou em um FS igual a 1,47 para o Modelo 1 e 1,21 para o Modelo 2, como mostrado na Figura 4.11, retratando que o Modelo 1, referente à época seca, era mais estável. Porém, a análise probabilística permite introduzir um fator adicional, a variação dos parâmetros. A fim de evidenciar a importância que a variação pode produzir na análise, tomou-se num caso extremo os CVs mínimos para todos os parâmetros na época chuvosa e máximos na época seca. O resultado dessa experiência mostrou algo curioso: o índice de confiabilidade do Modelo 2 se torna maior que o do Modelo 1. Comparando esse resultado com a análise determinística (Figura 5.2), há uma inversão dos resultados, isto é, embora a época seca indique mais segurança, há menor confiabilidade do resultado.

Figura 5.2 – Comparação do índice de confiabilidade e do fator de segurança para o Modelo 1 com CVs máximos, e para o Modelo 2 com CVs mínimos.

Essa inferência, ainda que obtida de forma exagerada, reflete o quanto a incerteza dos parâmetros interfere em sua confiabilidade. Isso pode ser uma questão relevante em obras geotécnicas onde as consequências de falha podem ser trágicas.

5.2 SUPERFÍCIE CRÍTICA DETERMINÍSTICA VERSUS PROBABILÍSTICA

Outra diferença entre os métodos determinístico e probabilístico está nas superfícies críticas em cada análise, como visto em Cho (2007) e Dell'Avanzi (1995) na seção 3.8. A superfície crítica da análise determinística é informada diretamente pelo SLOPE/W, mas para a obtenção da superfície crítica probabilística o modelo teve que ser executado novamente, agora com as variáveis assumindo os valores do ponto de projeto da análise de confiabilidade.

Para o exemplo estudado, em que as superfícies mais críticas da análise determinística já não eram tão discrepantes, a diferença entre a superfície crítica de cada análise não foi tão expressiva, mas ocorreu. A Tabela 5.1 mostra a diferença entre o centro e raio de cada uma.

Tabela 5.1 – Diferença entre as superfícies críticas da análise determinística e probabilística

Análise	Centro X	Centro Y	Raio
Determinística	32,324	37,296	18,833
Probabilística	28,889	39,870	22,675

5.3 SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS

Uma das vantagens do método FORM para estimativa do índice de confiabilidade é a possibilidade de se realizar uma análise de sensibilidade por meio dos cossenos diretores no ponto de projeto (α^2), encontrados por meio do algoritmo de Rackwitz & Fiessler (1978). Dessa forma, há uma indicação de quais são as variáveis que mais afetam a análise.

Para as análises da seção 5.1, a sensibilidade mostra um forte domínio da coesão, parâmetro que está diretamente relacionado à resistência e possui grande variabilidade, seguida por ϕ' e ϕ^b no Modelo 1 e por ϕ' e γ no Modelo 2 (Figura 5.3). A diminuição da importância de ϕ^b no modelo de época chuvosa pode ser explicada pela diminuição dos valores de sucção nesse perfil. Outra questão a ser salientada é que as variáveis hidráulicas têm sensibilidade nula para o Modelo 1, onde não há fluxo.

Figura 5.3 – Sensibilidade das variáveis para os Modelos 1 (a) e 2 (b), com variação dos CVs das variáveis aleatórias.

Como se pode notar, o sinal dos índices de sensibilidade pode ser positivo ou negativo, o que indica se cada variável favorece ou desfavorece a confiabilidade do sistema. Os parâmetros de resistência (c' , ϕ' e ϕ^b) exibem índices positivos, já que quanto maior forem seus valores, maior o FS médio e, conseqüentemente, o índice de confiabilidade. Já os parâmetros k_{sat} e γ são variáveis com sensibilidade negativa, ou seja, contribuem negativamente com a confiabilidade.

Também se observa nas Figura 5.3a e Figura 5.3b que a coesão teve sua sensibilidade aumentada com o aumento do CV dos parâmetros, enquanto os demais índices diminuem. Isso se explica principalmente pelo grande intervalo de variação do CV da coesão (de 10% a 100%, vide Tabela 4.3), mas também pelo domínio dessa variável na análise.

Com base nos resultados das análises de sensibilidade, outras análises do Modelo 2 foram feitas. Primeiramente foram incluídas apenas as 5 principais variáveis, em seguida somente as 4 principais, e por último, realizou-se uma análise contendo apenas as 3 variáveis de maior relevância. Os índices de confiabilidade de cada uma delas foram então comparados, em termos percentuais, com o da análise envolvendo todas as 9 variáveis (β_{nVA}/β_{9VA}), admitida como sendo mais acurada. Dessa forma, quanto mais próximo de 100% for o resultado, melhor a estimativa.

Tabela 5.2 – Valor do índice de confiabilidade de cada análise em relação ao valor do β da análise contemplando todas as 9 VA

	CV mínimo	CV médio	CV máximo
5 principais ($k_{sat}, \gamma, c', \phi'$ e ϕ^b)	108,0%	101,5%	99,0%*
4 principais (γ, c', ϕ' e ϕ^b)	108,6%	100,0%	99,0%
3 principais (γ, c', ϕ')	115,6%	102,7%	101,5%

*Análise realizada com θ_{sat} ao invés de k_{sat} pelo fato de θ_{sat} ter se mostrado mais sensível que k_{sat} na análise com 9 VA.

Dessa forma, para esse caso em particular, uma análise contendo apenas os parâmetros c', ϕ', ϕ^b e γ poderia fornecer uma estimativa tão boa quanto a análise com 9 variáveis aleatórias. A dominância desses parâmetros está relacionada ao fato de estarem explícitos na equação do FS (equação 4.50), enquanto as demais contribuem indiretamente. No entanto, para fins acadêmicos, as demais análises desse capítulo continuarão sendo realizadas com todas as variáveis, com o intuito de investigar o maior número possível de situações.

5.4 INFLUÊNCIA DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

A pouca importância dos parâmetros hidráulicos na confiabilidade do sistema pode estar relacionada ao tipo de solo, que possui uma condutividade hidráulica saturada relativamente baixa ($1,558 \cdot 10^{-6}$ m/s) em relação a outras areias,

conforme Craig (2004). Para averiguar esta constatação, o valor médio de k_{sat} foi aumentado em 10 e 100 vezes, simulando o comportamento hidráulico de solos com maior granulometria. As novas análises foram realizadas utilizando o Modelo 2 e CV médio para todas as variáveis.

A Figura 5.4 mostra o resultado das análises determinística e probabilística. Como se pode notar, a tendência de aumento ou diminuição de FS e β é semelhante nas duas análises, já que não houve aumento da variação dos parâmetros. Ou seja, o aumento ou diminuição de β é consequência somente do deslocamento do FS médio.

Figura 5.4 – Comparação do fator de segurança e do índice de confiabilidade para os modelos com k_{sat} , $10k_{sat}$ e $100k_{sat}$.

A Figura 5.4 retrata ainda um comportamento hidráulico interessante. Com o aumento da condutividade hidráulica saturada, há inicialmente um aumento da quantidade de água nas camadas superficiais, que levam a uma diminuição da estabilidade e da confiabilidade da análise, conforme pode se ver na Figura 5.5b em relação a Figura 5.5a.

No entanto, se a condutividade hidráulica for muito grande, tornando-se muito maior que a chuva, a velocidade com que a água entra no solo se torna menor

que a velocidade com que é drenada para as camadas mais profundas (Figura 5.5c), diminuindo a quantidade de água nas camadas superficiais.

Figura 5.5 – Distribuição de poropressões na análise com: a) k_{sat} ; b) $10k_{sat}$ e c) $100k_{sat}$.

As sensibilidades dos parâmetros nas três análises também podem ser comparadas (Figura 5.6). A inversão de comportamento hidráulico com o aumento da condutividade hidráulica saturada se confirma com a inversão do sinal da sensibilidade. Na primeira análise a sensibilidade é negativa e em função disso a tendência é de diminuição da confiabilidade com o aumento de k_{sat} . Já na segunda e terceira análises a sensibilidade é positiva, indicando tendência contrária. Com isso se pode concluir que o ponto de mínimo da curva da Figura 5.4 está à esquerda do ponto $10k_{sat}$.

Figura 5.6 – Variação da sensibilidade dos parâmetros com o aumento da condutividade hidráulica saturada média.

5.5 INFLUÊNCIA DA VARIABILIDADE DE CADA PARÂMETRO ISOLADO

Ainda tentando compreender o modo como as variáveis afetam a confiabilidade, o CV da coesão foi variado gradualmente de seu valor mínimo ao máximo, mantendo fixos os dos demais parâmetros, com seus respectivos valores de CV médio. Dessa forma, pôde-se investigar a evolução do índice de confiabilidade (Figura 5.7) e sensibilidade dos parâmetros (Figura 5.8) em cada caso.

Figura 5.7 – Evolução do índice de confiabilidade com o CV da coesão para o Modelo 1 e Modelo 2.

Figura 5.8 – Influência do CV da coesão na sensibilidade dos parâmetros no Modelo 2.

A Figura 5.7 permite concluir que as respostas dos dois modelos à variação do CV da coesão são semelhantes. Isso ocorre porque, apesar de os parâmetros hidráulicos não interferirem na confiabilidade do Modelo 1, sua contribuição no Modelo 2 continua pouco expressiva, mudando pouco a contribuição da coesão de um modelo para o outro.

A Figura 5.8 indica que a diminuição do CV da coesão reduz sua sensibilidade, o que leva a um aumento das demais, de forma a manter a soma das sensibilidades de todas as variáveis, em termos absolutos, como 100%.

O mesmo foi feito para γ , ϕ' e ϕ^b e k_{sat} . Em geral, o aumento da variação de um parâmetro diminui o índice de confiabilidade da análise (Figura 5.9), sendo que

quanto maior a sensibilidade do parâmetro, maior a diminuição. Mesmo o peso específico, que possui sensibilidade negativa, mostrou esse comportamento. Já a variação do CV do k_{sat} provocou resultado inesperado: com o aumento do seu CV, há um ligeiro aumento de β , o que deve ser melhor estudado em futuros trabalhos.

Figura 5.9 – Evolução do índice de confiabilidade no Modelo 2 com o aumento da variação das VA: a) ângulo de incremento de resistência (ϕ^b); b) ângulo de atrito (ϕ'); c) peso específico (γ); d) teor de umidade saturado (θ_{sat}); e) condutividade hidráulica saturada (k_{sat}).

5.6 EVOLUÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE COM O TEMPO

Este estudo também se propôs a analisar a evolução do índice de confiabilidade com o tempo e compará-la com a do fator de segurança. Para isso, o modelo numérico foi programado para coletar o valor do fator de segurança em cada avaliação do FORM em diferentes tempos, para tempos superiores e inferiores à duração da chuva (24 horas). Para cada tempo escolhido, uma análise FORM foi realizada.

A Figura 5.10 mostra a evolução dos valores do índice de confiabilidade e do fator de segurança com o tempo, utilizando para a análise de confiabilidade os CVs médios de cada variável.

Comparando-se a curva probabilística com a curva determinística, nota-se que apesar de possuírem formato semelhante, há diferenças, principalmente com relação ao tempo crítico da análise, isto é, o tempo no qual cada curva atinge seu menor valor. Para o fator de segurança, o tempo crítico se dá pouco depois de 3 dias depois do término da chuva, mais especificamente em 98 h de simulação. Já para a análise de confiabilidade, o tempo crítico se deu em torno de 2 dias depois do término da chuva.

Figura 5.10 – Índice de confiabilidade e fator de segurança *versus* tempo.

Ainda sobre a Figura 5.10, uma importante reflexão sobre a situação do talude em termos de FS e β pode ser feita. A análise determinística passa a ideia de que, mesmo na situação mais crítica, há uma reserva de 14% de estabilidade. Na

análise probabilística, por outro lado, a confiabilidade já era pequena desde o começo da análise devido à grande variabilidade das propriedades do solo. Além disso, a análise determinística é mais otimista quanto ao tempo disponível para uma eventual evacuação do local ou intervenção.

Outra forma de se discutir essa questão é por meio da razão $\beta_{crítico}/\beta_{inicial}$ em comparação com a razão $FS_{crítico}/FS_{inicial}$, como feito por Tan et al (2013). A primeira é 0,42 e a segunda é 0,90, o que destaca o fato de a análise probabilística ser mais cautelosa quanto à segurança com a entrada de água no talude, uma vez que retrata uma maior queda na situação crítica em relação à inicial.

Outro ponto a ser ressaltado nessa análise é a evolução da sensibilidade dos parâmetros hidráulicos. Com o decorrer da análise, o aumento da quantidade de água nas camadas superficiais fez com que a importância dos parâmetros hidráulicos aumentasse, especialmente de k_{sat} (Figura 5.11).

Figura 5.11 – Evolução da sensibilidade dos parâmetros hidráulicos k_{sat} e θ_{sat} com o decorrer da chuva.

5.7 INFLUÊNCIA DA INTENSIDADE DA CHUVA

Com o intuito de averiguar a influência da chuva na análise, sua intensidade foi aumentada para 6,64 mm/h, correspondente a uma chuva com período de retorno de 100 anos. Esse aumento em termos percentuais foi de 23,4% em relação à análise com a chuva de 20 anos, com intensidade de 5,38 mm/h. Como essa intensidade de chuva é muito excedente, isto é, muito maior que a condutividade hidráulica do solo, a diminuição no índice de confiabilidade não é tão expressiva (2,6% menor). Isso ocorre porque o modelo considera que toda água excedente escoar, não interferindo na análise. No entanto, de forma geral, o aumento da sensibilidade dos

parâmetros hidráulicos foi significativo. A condutividade hidráulica, por exemplo, teve aumento de 58,1%. Esse fato se deve a maior quantidade de água no solo.

5.8 DIFERENÇA ENTRE FOMV, FOSM, FORM E SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

Os resultados de vários métodos de confiabilidade foram comparados a fim de se conhecer os erros envolvidos nos diferentes métodos (Figura 5.12). Para isso, utilizou-se o Modelo 2 considerando apenas os parâmetros peso específico, coesão e ângulo de atrito como variáveis aleatórias, com seus CVs médios. A escolha desses parâmetros na análise levou em conta o esforço manual envolvido nos três primeiros métodos do gráfico da Figura 5.12, realizados de maneira manual por planilha eletrônica, conforme explicado na seção 4.1.3. Além disso, esses são os únicos parâmetros abrangidos pela simulação de Monte Carlo realizada pelo SLOPE/W.

Sabendo-se de antemão uma estimativa para a probabilidade de falha do sistema, o número de amostras necessárias para o cálculo via simulação de Monte Carlo pode ser estimado por 10^{p+2} (BECK, 2014), onde 10^{-p} é a ordem de grandeza da probabilidade de falha.

Para as análises com CVs médios, o índice de confiabilidade é aproximadamente 1,0. Isso equivale a uma probabilidade de falha da ordem de 10^{-1} . Por isso, são necessárias no mínimo 10^3 avaliações para uma boa estimativa, um valor relativamente baixo devido ao fato de o ponto médio encontrar-se próximo da região de falha. Por garantia, 10000 amostras foram tomadas, tanto na simulação realizada pelo SLOPE/W quanto na realizada pelo StRAnD. Já para as análises com CVs mínimos, nas quais a probabilidade de falha é da ordem de 10^{-3} seriam necessárias 10^5 avaliações no mínimo, o que requer um grande gasto computacional.

A simulação de Monte Carlo com amostragem por importância permite que a estimativa da confiabilidade seja feita com um número menor de amostras, uma vez que ela desloca a área de amostragem para o ponto de projeto. Salienta-se que por este motivo ela só pode ser realizada se esse ponto já for conhecido, por exemplo, através do FORM. Aqui, tomou-se arbitrariamente, 1000 amostras para a realização da simulação de Monte Carlo por importância.

Figura 5.12 – Diferença nos resultados encontrados para o índice de confiabilidade por diferentes métodos, com CVs médios para as 3 VAs.

Os resultados dos métodos foram, de maneira geral, semelhantes. A simulação de Monte Carlo realizada pelo SLOPE/W e a simulação de Monte Carlo com amostragem por importância realizada pelo StRAnD apresentaram um resultado um pouco destoante, provavelmente em virtude do ajuste normal da distribuição de FS na primeira, e do número de pontos amostrais selecionados na segunda. No entanto, o resultado da segunda, ao contrário da primeira, é a favor da segurança. Além disso, o FOSM, que diferentemente dos métodos mais rigorosos considerou todas as distribuições normais, obteve β ligeiramente maior que a média. Já o FOMV surpreendeu ao fornecer, ao menos nesse caso, uma boa estimativa da confiabilidade com pouquíssimas avaliações e pouca complexidade matemática.

Em termos de custo computacional, cada método requer uma quantidade de avaliações da equação de desempenho, o que na prática equivale ao número de vezes que o GeoStudio precisa ser executado. A Tabela 5.3 resume esses valores para cada método.

O exemplo estudado neste trabalho era bastante simplificado e cada avaliação levava menos de 1 minuto, mas já é um indicativo da inviabilidade do uso da simulação de Monte Carlo simples para modelos que exijam análise de fluxo.

Tabela 5.3 – Número de avaliações da equação de estado limite necessário em cada método.

Métodos	Número de avaliações da equação de estado limite
FOMV	4
FOSM	16
FORM Excel	16
FORM StRAnD	36
SMC SLOPE/W	10000
SMC StRAnD simples	10000
SMC StRAnD importância	1000

6 CONCLUSÕES

Este trabalho propôs um procedimento para estimativa da confiabilidade geotécnica a partir do acoplamento de dois *softwares*: um programa comercial de geotecnia – o GeoStudio 2012 – e um programa acadêmico para cálculo da confiabilidade – o StRAnD. Com base nos resultados da aplicação deste procedimento em um talude de solo não saturado, pôde-se inferir que:

- O coeficiente de variação adotado pode modificar muito o valor do índice de confiabilidade numa análise, podendo até transformar uma situação de alto nível de desempenho em um nível perigoso. Dessa forma, recomenda-se que os valores de coeficiente de variação sejam obtidos a partir de ensaios da própria região analisada e com número de amostras suficientes, evitando basear-se somente na literatura, principalmente para os parâmetros mais sensíveis;
- Quando a variação dos parâmetros é muito alta, esse aspecto se mostra dominante nas análises de confiabilidade. Situações distintas como os dois modelos analisados neste trabalho apresentam menor diferença no valor do índice de confiabilidade quando o CV dos parâmetros era alto;
- As análises determinísticas e probabilísticas podem apresentar resultados bastante divergentes. A superfície crítica pode ser diferente, bem como o tempo necessário para se atingir a situação crítica. Além disso, o próprio diagnóstico da segurança do talude pode ser discrepante. Em geral, os resultados das análises determinísticas aqui estudadas se mostraram contrários à segurança, justamente por não considerarem as incertezas presentes nos modelos estudados;
- Os métodos de transformação (FOSM, FORM) apresentam a vantagem de fornecer informações sobre a sensibilidade dos parâmetros, não contempladas nos métodos de simulação (Monte Carlo). Além disso, os modelos que requerem cálculo por métodos numéricos com tempo de processamento um pouco maior, da ordem de minutos, como é o caso da análise de fluxo nesse trabalho, tornam o uso da simulação de Monte Carlo simples inviável;
- Os coeficientes de sensibilidade têm papel importante na determinação dos parâmetros que mais influenciam na análise. Dessa forma, algumas variáveis

aleatórias podem ser consideradas determinísticas, diminuindo bastante o custo computacional. Como na prática o tempo de análise pode ser determinante, esse aspecto do FORM configura mais uma vantagem sobre métodos mais onerosos;

- A sensibilidade da condutividade hidráulica saturada depende do tipo de solo e regime pluviométrico da região em que se encontra o talude. No exemplo deste trabalho, esse parâmetro não apresentava sensibilidade alta. No entanto, o aumento do seu valor médio e da intensidade da chuva mostrou uma tendência de aumento de sua sensibilidade;
- O aumento da variabilidade de uma variável em geral leva a uma diminuição da confiabilidade do sistema geotécnico analisado;
- Os diferentes métodos de confiabilidade avaliados neste trabalho mostraram resultados semelhantes, permitindo que qualquer um deles seja utilizado para estimativa da confiabilidade, inclusive o FOMV. Ressalta-se, no entanto, que para cada caso, essa equivalência entre os métodos deve ser investigada;
- Os métodos de simulação, seja do SLOPE/W ou do StRAnD, demandaram um custo computacional elevado, inviabilizando seu uso;
- Os resultados encontrados para as diversas situações testadas nesse trabalho variaram expressivamente, mesmo que aplicadas sempre ao mesmo talude. Por esse motivo, não se pode extrapolar todos os resultados encontrados para este exemplo para outros casos com outras características geométricas e propriedades do solo. Em cada caso pode-se mudar os parâmetros mais sensíveis, bem como o comportamento do sistema frente à variação dos parâmetros e do tempo.

De forma geral, os resultados encontrados neste trabalho evidenciam a necessidade de uma mudança de paradigmas na prática geotécnica, com a valorização da confiabilidade em projetos, e mesmo na investigação de campo, que deve reconhecer a importância do tratamento estatístico. Pode-se dizer ainda que a influência da incerteza dos parâmetros reforça a necessidade de que as normas brasileiras passem a exigir uma abordagem probabilística em projetos de geotecnia, já que atualmente elas apenas comentam de modo muito superficial e simplista essa possibilidade.

A autora pretende com este trabalho diminuir o receio de muitos projetistas na utilização da confiabilidade em geotecnia, trazendo clareza ao assunto

e propondo um procedimento prático e automático para a investigação do índice de confiabilidade e probabilidade de falha em obras geotécnicas.

Para futuras pesquisas, sugere-se:

- Realizar uma análise mais completa do solo não saturado, com a consideração de outras propriedades do solo e dos fatores intervenientes na quantidade de água retida, como temperatura e taxa de evaporação, por meio, por exemplo, do *software* VADOSE/W do pacote GeoStudio;
- Avaliar, em termos estatísticos, os parâmetros de intensidade e duração da chuva;
- Considerar a variação do peso específico com a umidade para verificar se há aumento da sensibilidade dessa variável;
- Realizar uma análise hidro-mecanicamente acoplada, na qual o fluxo de água é influenciado pelas deformações, e vice-versa;
- Introduzir reforço e, considerando múltiplos modos de falha (estabilidade interna e externa), otimizar os elementos de reforço em termos de risco.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, S. L. de et al. Variabilidade espacial de propriedades físico-hídricas do solo, da produtividade e da qualidade de grãos de trigo em Argissolo Franco Arenoso sob plantio direto. **Ciência Rural**, v. 33, n. 2, 2003.

AHRENDT, A. **Movimentos de massa gravitacionais – proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos do Jordão – SP**. 2005, 364f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

AKAI, T. J. **Applied numerical methods for engineers**. J. Wiley, 1994.

ALONSO, E. E. Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays. **Geotechnique**, v. 26, n. 3, p. 453-472, 1976.

ANG, A. H-S; TANG, W. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design**. John Wiley and Sons, Vol. 1 e 2, Estados Unidos, 1975.

BABU, G. L. S.; MURTHY, D. S. N. Reliability analysis of unsaturated soil slopes. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 131, n. 11, p. 1423-1428, 2005.

BAECHER, G.B. et al. (1983). **Critical parameters of mine tailings embankments**. Denver, CO, U.S., Bureau of Mines.

BAECHER, G. **Statistical analysis of Geotechnical Data**. Final Report No. GL-87-1, USACE Waterways Experiment Station, Wickburg, MI, 1987.

BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, John T. **Reliability and statistics in geotechnical engineering**. John Wiley & Sons, 2003.

BAKER, J.; CALLE, E. Joint Committee on Structural Safety (JCSS) Probabilistic Model Code, Section 3.7: **Soil Properties**. Updated Version, August, 2006.

BASTOS, C. A. B. ; GEHLING, W. Y. Y. ; MILITISTIKY, J. G. W. Y. Y. ; DIAS, R. D. . **Estudo da resistencia ao cisalhamento de um solo erodível em trajetórias de umedecimento e secagem**. In: 3 SIMPOSIO NACIONAL DE SOLOS NÃO

SATURADOS, 1997, Rio de Janeiro. ANAIS DO SIMPOSIO. RIO DE JANEIRO-RIO DE JANEIRO: Freitas Bastos Editora. v. 1. p. 179-188.

BECK, A.T. **StRAnD Structural Reliability Analysis and Design, Manual do Usuário, Versão 1.03**, 2008, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BECK, A. T. **Curso de Confiabilidade Estrutural**. Notas de Aula. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2014.

BECKER, D. E. Eighteenth Canadian geotechnical colloquium: Limit states design for foundations. Part II. Development for the national building code of Canada. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 6, p. 984-1007, 1997.

BENJAMIN, J. R.; CORNELL, C. A. **Probability, statistics and decision for civil engineers**. McGraw-Hill, New York, 1970.

BENSON, C. H. Probability distributions for hydraulic conductivity of compacted soil liners. **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol. 119, No. 3, p. 471-486, 1993.

BIERNATOWSKI, K. Statistical characteristic of subsoil. In: **Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE)**. 1985. p. 799-802.

BISHOP, A.W. The principle of effective stress. **Tecnisk Ukeblad**, 106(39): 859-863, 1959.

BODMAN, G. B.; COLMAN, E. A. Moisture and energy conditions during downward entry of water into soils. **Soil Science Society of America Journal**, v. 8, n. C, p. 116-122, 1944.

BOSZCZOWSKI, R. B. **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba**, PR. 2008. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

BRANDÃO, V. dos S. et al. **Infiltração da água no solo**. UFV, 2006.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. Hydraulic propoerties of porous media. Colorado State University (Fort Collins), **Hydrology Paper**, Nr. 3, March, 1964.

CALAMAK, M. et al. Probabilistic assessment of slope stability for earth-fill dams having random soil parameters. In: **11th National Conference on Hydraulics in Civil Engineering & 5th International Symposium on Hydraulic Structures: Hydraulic Structures and Society-Engineering Challenges and Extremes**. Engineers Australia, 2014. p. 34.

CALLE, J. A. C. **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. 2000, 156f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

CAMPOS, L. E. P. de. **Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais**. 1984. 173f. Tese (Doutorado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1984.

CAMPOS, L.E.P. Utilização de parâmetros de solos não saturados em encostas. In: **Congresso Argentino de Mecânica de Suelos e Ingenieria Geotecnica – CAMSIG, 16**, 2002, Patagônia. Anais... Patagônia, 2002.

CARDOSO JUNIOR, C. R. **Estudo do comportamento de um solo residual de gnaiss não saturado para avaliar a influência da infiltração na estabilidade de taludes**. 2006. 172f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2006.

CARSEL, R. F.; PARRISH, R. S. Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics. **Water Resources Research**, v. 24, n. 5, p. 755-769, 1988.

CAVALCANTI, D. L. O.; SILVA, D. F.; REIS L. F. R. R. **Análises preliminares de dados de monitoramento das bacias urbanas do município de São Carlos-SP**. In: XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Brasília, 2015.

CHAN, C. C. **Stochastic analysis of infiltration and slope stability considering uncertainties in soil-water retention and shear strength parameters**. 2001. 149f. Tese (Doutorado) – The Hong Kong University of Science and Technology, Kong Kong, 2001.

CHERUBINI, C.; GIASI, C. I.; RETHATI, L. The coefficients of variation of some geotechnical parameters. **Probabilistic methods in geotechnical engineering**. Editado por KS Li y S.- CR Lo. AA Balkema, Rotterdam, p. 179-184, 1993.

CHERUBINI, C. Probabilistic approach to the design of anchored sheet pile walls. **Computers and Geotechnics**, v. 26, n. 3, p. 309-330, 2000.

CHO, S. E. Effects of spatial variability of soil properties on slope stability. **Eng. Geol.**, 92 (3–4): 97–109, 2007.

CHO, S. E.; LEE, S. R. Evaluation of surficial stability for homogeneous slopes considering rainfall characteristics. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 128, n. 9, p. 756-763, 2002.

CHRISTIAN, J. T.; LADD, C. C.; BAECHER, G.B. - **Reliability and probability in stability analysis**. Stability and Performance of Slopes and Embankments II, Geotechnical Special, p.1071-1111, 1992.

CHRISTIAN, J. T. Geotechnical engineering reliability: How well do we know what we are doing? **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 130, n. 10, p. 985-1003, 2004.

COSBY, B. J. et al. A statistical exploration of the relationships of soil moisture characteristics to the physical properties of soils. **Water Resources Research**, v. 20, n. 6, p. 682-690, 1984.

COSTA, E. A. **Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes**. 2005, 159f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

CRAIG. R. F. **Craig's Soil Mechanics**. Spon Press, New York, 7th edition, 2004.

CUMINATO, J. A.; MENEGUETTE, M. Discretização de equações diferenciais parciais: técnicas de diferenças finitas. **SBAMC, Rio de Janeiro, RJ, Brasil**, 1999.

DELL'AVANZI, E. **Confiabilidade e Probabilidade em análises de Estabilidade de Taludes**. 1995, 135f. Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 1995.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Taludes. **COBRAMSEG**, v. 11, p. 1289-1295, 1998.

DONIZETE, J. Caraguatatuba ainda não resolveu problemas das encostas, **Agência Brasil**, 24 Jan 2011. Disponível em: <<http://memoria.ebc.com.br/agenciabrasil/noticia/2011-01-24/caraguatatuba-nao-resolveu-problemas-das-encostas-44-anos-depois-de-temporal-que-matou-436>> Acesso em: 27 Jan 2016.

DOU, H. et al. (2015). "Effects of the spatial variability of permeability on rainfall-induced landslides." **Engineering Geology**, 0.1016/j.enggeo.2014.09.005, 1.

DUNCAN, J. M. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, .126:307-316, 2000.

EJEZIE, S. U.; HARROP-WILLIAMS, K. Probabilistic characterization of Nigerian soils. **Probabilistic characterization of soil properties: bridge between theory and practice/edited by David S. Bowles and Hon-Yim Ko**, 1984.

ELLINGWOOD, B. R. Reliability-based condition assessment and LRFD for existing structures. **Structural Safety**, Vol. 18, No. 2-3, p. 67-80, ISSN 0167-4730, 1996.

EL-RAMLY, H. **Probabilistic analyses of landslide hazards and risk: bridging theory and practice**. 2001, 391f. Tese (Doutorado) - Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alta, 2001.

EL-RAMLY, H.; MORGENSTERN, N. R.; CRUDEN, D. M. Reply to the discussion by JM Duncan, M. Navin, and TF Wolff on " Probabilistic slope stability analysis for practice". **Canadian Geotechnical Journal**, v. 40, n. 4, p. 851-855, 2003.

EL-RAMLY, H.; MORGENSTERN, N. R.; CRUDEN, D. M. Probabilistic assessment of stability of a cut slope in residual soil. **Geotechnique**, v. 55, n. 1, p. 77-84, 2005.

EL-RAMLY, H.; MORGENSTERN, N. R.; CRUDEN, D. M. Lodalen slide: a probabilistic assessment. **Canadian geotechnical journal**, v. 43, n. 9, p. 956-968, 2006.

FARIAS, M.; ASSIS, A. Uma Comparação entre métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes. In: **Anais do XI Congresso Brasileiro de Mecânica de Suelos e Ingeniería Geotécnica-COBRAMSEG**, Brasília, p. 1305-1313, 1998.

FERNANDES, M. A. **Condutividade hidráulica não saturada de um solo arenoso: aplicação do infiltrômetro de disco**. 2011, 161f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

FRANCH, F. A. J. P. **Influência do tipo de revestimento superficial no fluxo não saturado e sua influência na estabilidade de taludes**. 2008, 202f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, n. 3, p. 313-321, 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley & Sons, New York, 1993.

FREDLUND, D. G., XING A, & HUANG, S. Prediction the permeability funtions for unsaturated soil using the soil water characteristics curve. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. 31, No 4, pp. 533-546, 1994.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 4, p. 521-532, 1994.

FREDLUND, D. G. et al. The relationship of the unsaturated soil shear to the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 3, p. 440-448, 1996.

FREDLUND, M. D.; FREDLUND, D. G.; WILSON, G. W. Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties. In: Proc., **3rd Brazilian Symp. on Unsaturated Soils**. Rio de Janeiro, 1997. p. 13-23.

GARDNER, W. R. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. **Soil science**, v. 85, n. 4, p. 228-232, 1958.

GEO-SLOPE International LTD. **Seepage modeling with SEEP/W**. An Engineering Methodology, Edição 2014.

GEO-SLOPE International LTD. **Stability modeling with Slope/W**. An Engineering Methodology, Edição 2014.

GEO-SLOPE International LTD. **Solving with Batch Files using GeoCmd**. Disponível em: <<http://www.geo-slope.com/support/geostudio2012/tutorials.aspx?id=all-batchsolving.8>> Acesso em: 25 Nov 2015.

GITIRANA JR., G.; FREDLUND, D.G. (2005). Evaluation of the variability of unsaturated soil properties. **Proceedings of the 58th Canadian Geotechnical Conference**, Canadá, 2005.

GREEN, W. H.; AMPT, G. A. Studies on Soil Physics. **The Journal of Agricultural Science**, v. 4, n. 01, p. 1-24, 1911.

GREGO, C. R.; VIEIRA, S. R. Variabilidade espacial de propriedades físicas do solo em uma parcela experimental. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, v. 29, n. 2, p. 169-177, 2005.

GUEDES, M. C. S. **Considerações sobre análises probabilísticas de estabilidade de taludes**. Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1997.

GUI, S. et al. Probabilistic slope stability with stochastic soil hydraulic conductivity. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 126:1-9, 2000.

HASOFER, A. M.; LIND, N. C. Exact and invariant second-moment code format. **Journal of the Engineering Mechanics division**, v. 100, n. 1, p. 111-121, 1974.

HASSAN, A. M.; WOLFF, Thomas F. Search algorithm for minimum reliability index of earth slopes. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 125, n. 4, p. 301-308, 1999.

HARR, M. E. **Mechanics of particulate media**, 1977.

HARR, M. E. **Reliability-based design in civil engineering**. Mc-Graw-Hill, New York, 1987.

HIDALGO, C., & ASSIS, A. (2011). Avaliação da incerteza na análise de estabilidade dum talude escavado em solos residuais. **Anais da XII Conferência Pan-americana de Geotecnia**, Toronto, Ontario, Canadá.

HIDALGO MONTOYA, C. A. **Incetezas, vulnerabilidade e avaliação de risco devido a deslizamento em estradas**. 2013, 250f. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

HILLEL, D. **Fundamentals of soil physics**. Academic press, 1980.

HUMPHREY, D. N.; LEONARDS, G. A. Slide in upstream slope of Lake Shelbyville Dam. **Journal of geotechnical engineering**, v. 112, n. 5, p. 564-577, 1986.

HURTADO, A. L. B. **Variabilidade da condutividade hidráulica do solo em valores fixos de umidade e de potencial matricial**. 2004, 94f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, Piracicaba, 2004.

JESUS, A. C. et al. Contribuição para o zoneamento das áreas com características geotécnicas semelhantes da Cidade de Salvador visando aplicação em mapeamento de risco. In: **Anais IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Salvador: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**. 2005.

JESUS, A. C. **Retroanálise de escorregamentos em solos residuais não saturados**. 2008, 265f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

JURY, W. A.; GARDNER, W. R.; GARDNER, W. H. **Soil Physics**, John Wiley & Sons, Inc., New York, v. 276, p. 345-348, 1991.

KIM, H. **Spatial Variability in soil: stiffness and strength**. 2005, 186f. Tese (Doutorado) - Georgia Institute of Technology, Georgia, 2005.

KNILL et al. (1999). **Report of the independent review panel on fill slopes**. Government of the Hong Kong, 1999.

KOOREVAAR, MENELIK G., & DIRKSEN C. **Element of Soil Physics**. Amsterdam, The Netherlands: Elsevier, 1983.

KULHAWY, Fred H. On the evaluation of static soil properties. In: **Stability and performance of slopes and Embankments II**. ASCE, p. 95-115, 1993.

LACASSE, S.; NADIM, F. Uncertainties in characterizations soil propoerties. In Uncertainty in the Geologic Enviroment: From theory to Praticce, **Proceedings of Uncertainty in the Geotechnical**, Special Publication No. 58, ASCE, NY, USA, Vol. 1, p. 49-75, 1997.

LEE, I. K.; WEEKS, W.; OWEN, G. I. **Geotechnical Engineering**. Pitmans Books Limited, 1983.

LEE, L. M.; GOFAR, N.; RAHARDJO, H. A simple model for preliminary evaluation of rainfall-induced slope instability. **Engineering Geology**, v. 108, n. 3, p. 272-285, 2009.

LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo**. Editora da Universidade de São Paulo (EDUSP), Vol. 61, Piracicaba, 1995.

LIBARDI, P. L. et al. Simple field methods for estimating soil hydraulic conductivity. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, n. 1, p. 3-7, 1980.

LIMA, L. S. A. **Uma metodologia para análise probabilística de estabilidade de taludes**. 1991, 261f. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1991.

LIU, P.-L.; KIUREGHIAN, A. Der. Finite element reliability of geometrically nonlinear uncertain structures. **Journal of engineering mechanics**, v. 117, n. 8, p. 1806-1825, 1991.

LUMB, P. The variability of natural soils. **Canadian Geotechnical Journal** 3: 74-97, 1966.

LUMB, P. Statistical methods in soil investigations. In: **Austral-new Zeal Conf Soil Mech Fdn Eng.**, 1967.

LUMB, P. Safety factors and the probability distribution of soil strength. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 7, n. 3, p. 225-242, 1970.

LUMB, P. Application of statistics in soil mechanics. **Soil Mechanics New Horizons. IK Lee, ed**, 1974.

MACHADO, R. A. **Variação sazonal da sucção matricial e estabilidade de taludes de solos residuais não saturados**. 2005, 122f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2005.

MACHADO, S. L.; RIBEIRO, M. P. Estudo Estatístico de Resistência de um Solo Residual de Granulito. In: **Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 3ª COBRAE**, 2001, Rio de Janeiro. Anais. v.1, Rio de Janeiro, 2001, p. 345-357

MAHMOOD, K.; RYU, J. H.; KIM, J. M. Effect of anisotropic conductivity on suction and reliability index of unsaturated slope exposed to uniform antecedent rainfall. **Landslides**, v. 10, n. 1, p. 15-22, 2013.

MAIA, J. A. C. **Métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes e cavidade em rochas**. 2003, 196f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

MAIA, P. C. de A.; SAYÃO, A. S. F. J.; SALLES, R. O. Aplicação de retroanálise probabilística para avaliação da estabilidade de taludes. **Vértices**, v. 12, n. 1, p. 43-52, 2010.

MARINHO, F. A. M. **Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados**. 2005, 200f. Tese (Livre-docência) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

MATSUO, M.; KURODA, K. Probabilistic approach to design of embankments. **Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Vol. 14, No.2., 1974.

MELCHERS, R. E. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. Wiley, 1987.

MENEZES, M. B. M. de. **Análise da influência do teor de umidade na absorção d'água e sucção dos solos em estudo de erodibilidade**. 2010, 116f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

MESQUITA, M. G. B. F.; MORAES, S. O.; CORRENTE, J. E. Caracterização estatística de variáveis físicas do solo. **Acta Sci. Agron**, v. 25, p. 35-44, 2003.

MEYER, P. D.; ROCKHOLD, M. L.; GEE, G. W. **Uncertainty analyses of infiltration and subsurface flow and transport for SDMP sites**. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC (United States). Div. of Regulatory Applications; Pacific Northwest National Lab., Richland, WA (United States), 1997.

MIRANDA, M.F. **Avaliação da estabilidade de contenções através de métodos probabilísticos**. 2005, 106f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2005.

MORGENSTERN, N. R. Managing risk in geotechnical engineering. In: **Memorias del 10mo Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones**. 1995.

MOSQUERA, Z. S. Z. **Estudo probabilístico do comportamento de ancoragens helicoidais baseado em dados de campo e de modelos testados em centrífuga**. 2015, 132f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

MOSTYN, G. R.; Li, K. S. Probabilistic slope analysis – State-of-play. **Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering**, Rotterdam, 1993.

MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. **Water Resources Research**, v. 12, n. 3, p. 513-522, 1976.

MUÑOZ-HOYOS, E. **Influência dos Parâmetros Hidrológicos e Geotécnicos na Estabilidade de Taludes**. 2014, 106f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

NAPA-GARCÍA, G. F. **Análise de risco de obras subterrâneas em maciços rochosos fraturados**. 2015. 184f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

NBR ABNT 11682 (2007) – **Estabilidade de taludes**.

NG, C. W. W.; SHI, Q. Influence of rainfall intensity and duration on slope stability in unsaturated soils. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, v. 31, n. 2, p. 105-113, 1998.

NICHOLS, William E.; FRESHLEY, Mark D. Uncertainty analyses of unsaturated zone travel time at Yucca Mountain. **Ground water**, v. 31, n. 2, p. 293-301, 1993.

OLIVEIRA, O. M. de. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. 2004, 330f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, 2004.

ORR, T. L.L. Selection of characteristic values and partial factors in geotechnical designs to Eurocode 7. **Computers and Geotechnics**, v. 26, n. 3, p. 263-279, 2000.

OTÁLVARO, I. F.; CORDÃO-NETO, M. P. Avaliação da estabilidade em maciços de solo não saturado: um enfoque probabilístico. In: **VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, Pirenópolis, Vol.1, p. 215-220, 2011.

PACHECO, M. Conceitos de probabilidade e análise de risco em estudos e projetos de geotecnia. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações, 9., COBRAMSEF**, Salvador, 1990. Anais... Salvador, v.3, p.37-56, 1990.

PAPOULIS, A.; PILLAI, S. U. **Probability, Random Variables and Stochastic Processes**. The McGraw-Hill Companies, Nova Déli, 2002.

PENDOLA, M. et al. Combination of finite element and reliability methods in nonlinear fracture mechanics. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 70, n. 1, p. 15-27, 2000.

PHOON, K.-K.; KULHAWY, F.H.; GRIGORIU, M.D. 1995. **Reliability-based design of foundations for transmission line structures**. Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif., Report TR105000.

PHOON, K.-K.; KULHAWY, F. H. Characterization of geotechnical variability. **Canadian Geotechnical Journal**, V. 36, No. 4, p. 612-624, 1999a.

PHOON, K.-K.; KULHAWY, F. H. Evaluation of geotechnical property variability. **Canadian Geotechnical Journal**, V. 36, n. 4, p. 625-639, 1999b.

PIMENTEL GOMES, F. Iniciação à estatística. **Liv. Nobel**, 1978.

PREVEDELLO, C. L.; LOYOLA, J. MT. Modelo para estimar as propriedades hidráulicas de meios porosos a partir da curva granulométrica. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA**. São Paulo: ABMS, 2002.

RACKWITZ, R.; FIESSLER, B. Structural reliability under combined random load sequences. **Computers & Structures**, v. 9, n. 5, p. 489-494, 1978.

RIBEIRO, R. C. H. **Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas**. 2008, 161f. Tese (Doutorado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

REICHARDT, K.; TIMM, L. C. **Solo, planta e atmosfera: conceitos, processos e aplicações**. 2. Ed. São Paulo: Manole, 2012.

REICHARDT, K. **Dinâmica da matéria e da energia em ecossistemas**. USP-ESALQ, 1996.

RÉTHÁTI, L. Probabilistic solutions in geotechnics. **Elsevier**, 2012.

REZENDE, D. A. de. **Análise probabilística de estabilidade de taludes em barragem de rejeitos**. 2013, 95 f. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

RICHARDS, L. A. The usefulness of capillary potential to soil moisture and plant investigators. **J. Agric. Res**, v. 37, n. 12, p. 719-742, 1928.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. 2007, 262f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

ROSENBLUETH, E. Point estimates for probability moments. **Proceedings of the National Academy of Sciences**, v. 72, n. 10, p. 3812-3814, 1975.

SANDRONI, S.S.; SAYÃO, A.S.F.J. Avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. In: **CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS (COBRAE)**. Vol.2, p. 523-536, 1992.

SANTOS, C. R., VILAR, O. M. (2004). Análise paramétrica da influência da condutividade hidráulica e da curva de retenção na infiltração e na estabilidade de taludes em solos não saturados. **5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, São Carlos, São Paulo, Brasil, pp. 189-194.

SANTOS, M. A. A. **Influência das Condições Tridimensionais de Tensão e Fluxo na Estabilidade de Um talude em Solo Não Saturado**. 2007, 204f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

SANTOS, K. S. et al. Variabilidade espacial de atributos físicos em solos de vale aluvial no semiárido de Pernambuco. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 16, n. 8, p. 828-835, 2012.

SANTOS, K. R. M.. **Técnicas de amostragem inteligente em simulação de Monte Carlo**. 2014, 191f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

SCARINI, J.; RODRIGUES, B., Tragédia na Serra do Rio completa 5 anos e ainda há espera por ajuda, **G1**, Rio de Janeiro, 12 Jan 2016. Disponível em: <<http://g1.globo.com/rj/regiao-serrana/noticia/2016/01/tragedia-na-serra-do-rio-completa-5-anos-e-ainda-ha-espera-por-ajuda.html>> Acesso em: 27 Jan 2016.

SCHERPINSKI, C. et al. Variabilidade espacial da condutividade hidráulica e da infiltração da água no solo. **Acta Scientiarum Agronomy**, v.32, p.7-13, 2010.

SCHNEIDER, H. R. Determination of characteristic soil properties. In: Geotechnical engineering for transportation infrastructure: theory and practice, planning and design, construction and maintenance. **Proceedings of the XX European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Amsterdam, Netheredlands, Taylor & Francis, 1999.

SCHULTZE, E. Some aspects concerning the application of statistics and probability to foundation structures. In: **Proceeding of the 2nd International Conference on the Applications of Statistics and Probability in Soil and Structure Engineering**, Aachen, Germany. 1975. p. 15-18.

SEVALDSON, R. A. The slide in Lodalen, October 6th, 1954. **Geotechnique**, v. 6, n. 4, p. 167-182, 1956.

SILVA, J. L.; AOKI, N. Tópicos relacionados à estimativa da probabilidade de ruína de fundações. **Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural**, p.3324-3333, 2006.

SILVA, J. L. **Metodologia de projeto de fundações por estacas incluindo probabilidade de ruína**. 2006. 103f. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SILVEIRA, R. M. da. **Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares do gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC)**. 2003, 128 f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

SIMOTAL, C.; MAYR, T. Predicting the soil water retention curve from readily-a vail ab le data obtained during soil surveys. Int. **Agrophysics**, v. 10, p. 185-188, 1996.

SOUSA, P. S. **Comportamento mecânico e hidráulico de um solo residual do granulito-gnaiss de Salvador e sua aplicação no estudo de mecanismos de instabilização de taludes**. 2006, 200f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, Salvador, 2006.

S.R.H.- CE. Dados da barragem de Benguês, inaugurada em 2000. Secretaria de Recursos Hídricos do Ceará. Disponível em: www.atlas.srh.ce.gov.br/obras/acudes/estado.asp.

SUCHOMEL, R. et al. Comparison of different probabilistic methods for predicting stability of a slope in spatially variable $c - \phi$ soil. **Computers and Geotechnics**, v. 37, n. 1, p. 132-140, 2010.

SUDRET, B.; DER KIUREGHIAN, A. **Stochastic finite element methods and reliability: a state-of-the-art report**. Berkeley, CA: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 2000.

TAN, C. P.; DONALD, I. B.; MELCHERS, R. E. Probabilistic slip circle analysis of earth and rockfill dams. **Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering**, p. 281-288, 1993.

TAN, X. et al. Time-Variant Reliability Analysis of Unsaturated Soil Slopes Under Rainfall. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 31, n. 1, p. 319-327, 2013.

TAN, X. et al. Reliability Analysis and Sensitivity Analysis of Unsaturated Soil Slopes under Rainfall Infiltration. **Bund. H**, Vol. 19, 2014.

TEIXEIRA, I. J. F. **Influência da pluviometria em taludes de linhas férreas**. 2009, 138f. Dissertação (Mestrado) - Universidade do Porto, Porto, 2009.

TOBUTT, D. C. Monte Carlo simulation methods for slope stability. **Computers & Geosciences**, v. 8, n. 2, p. 199-208, 1982.

USACE. **Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering**. U.S. Army Corps of Engineers. Eng. Tech. Letter, n. 1110-2, p. 547, 1995.

USACE. **Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies**. U.S. Army Corps of Engineers. Eng. Tech. Letter, n. 1110-2-556, 1999.

USBR. **Design of small dams** (Third ed.), USBR, Washington, 1987.

VANAPALLI, S. K. et al. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 3, p. 379-392, 1996.

VAN GENUCHTEN, M.T. A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Sci. Soc. Am. J.**, Vol 44, No5, p.892-898, 1980.

VANNUCCHI, G. *Analisi probalistica speditiva in geotecnica e fondazioni*, 1985.

VARGAS JR, E. et al. A study of the relationship between the stability of slopes in residual soils and rain intensity. In: **International Symposium on Environmental Geotechnology**. Envo Publishing, Leigh, USA. 1986. p. 491-500.

VILAR, O. M. A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 43, n. 10, p. 1088-1095, 2006.

VILAR, O. M. **Resistência ao cisalhamento**. Notas de aula - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

WHITE, D. J. et al. Innovative solutions for slope stability reinforcement and characterization: vol. I, Final report CTRE Project 03-127. **Center for Transportation Research and Education Iowa State University**, 2005.

WOLFF, T. F. **Analysis and design of embankment dam slopes: a probabilistic approach**. University Microfilms, 1985.

WOLFF, Thomas F. Embankment reliability versus factor of safety: before and after slide repair. **International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics**, v. 15, n. 1, p. 41-50, 1991.

YATES, Roy D.; GOODMAN, David J. Probability and stochastic processes. **John Willey & Sons**, 1999.

YUCEMEN, M. S.; TANG, W. H.; AHS, A. Long term stability of soil slopes-a reliability approach. In: **Second Int. Conf. Applications of Statistics and Probability to Soil and Structural Eng.** 1975.

ZAMBRANA, V. D. **Análise numérica da influência de chuvas extremas na estabilidade de taludes**. 2014, 297 f. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

ZHANG, Y.; DER KIUREGHIAN, A. Two improved algorithms for reliability analysis. In: **Reliability and optimization of structural systems**. Springer US, 1995. p. 297-304.

ZHANG, L. Probabilistic study of slope stability under rainfall condition. 2005.

ZHANG, L. L.; ZHANG, L. M.; TANG, W. H. Rainfall-induced slope failure considering variability of soil properties. **Geotechnique**, v. 55, n. 2, p. 183-188, 2005.

8 APÊNDICE A

8.1 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA RELATADOS NA LITERATURA

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Lumb (1974) apud Dou (2014)	-	-	-	-	200-300	-	-
Lee, Gofar & Rahardjo (1983) apud Dell'Avanzi (1995)	-	-	-	-	200-300	-	-
Cosby et al. (1984)	areia	-	14	-	-	48	log
Cosby et al. (1984)	argila arenosa	-	16	-	-	33	log
Cosby et al. (1984)	argila siltosa	-	43	-	-	-96	log
Vannuchi (1985)	-	-	-	-	200-300	-	-
Carsel & Parrish (1988)	argila	-	-	-	-	210	-
Carsel & Parrish (1988)	silte	-	-	-	-	130	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	-	-	-	288-453	-	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	-	-	-	-	52	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	-	-	-	208-234	-	-
Jury et al. (1991) apud Scherpinski (2010)	-	-	-	-	48-320	-	-
Nichols (1993)	-	-	-	log-normal	-	-14,3	-
USACE (1999) apud Hidalgo-Montoya (2013)	-	-	-	-	20-90	-	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	-	-	log-normal	-	221	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Knill et al. (1999) apud Zhang L. L., Zhang L. M. & Tang (2005)	-	-	26	log-normal	-	-8	-
Harr (1987) apud Duncan (2000), e Duncan (2000)	-	-	-	-	68-90	-	-
Abreu et al. (2003)	argissolo franco arenoso	-	-	-	-	63	-
Mesquita et al. (2003)	argila arenosa	-	-	-	-	75	-
Hurtado (2004)	latossolo vermelho-amarelo	método do perfil instantâneo	-	-	-	306	-
Hurtado (2004)	latossolo vermelho-amarelo	método do perfil instantâneo	-	-	10-15	-	log
Zhang (2005)	-	-	-	-	-	-8	log
Miranda (2005)	argila arenosa	-	-	-	-	49	-
Miranda (2005)	areia fina siltosa	-	-	-	-	32	-
Miranda (2005)	silte areno argiloso	-	-	-	-	33	-
Scherpinski (2010)	Latossolo Vermelho distroférico	-	112	-	-	110	-
Santos (2012)	argilossolo vermelho-amarelo	-	33	-	-	261	-
Tan et al. (2013)	-	-	-	-	-	29	-

8.2 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA O TEOR DE UMIDADE SATURADO RELATADOS NA LITERATURA

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	argila	-	-	-	-	24	-
Carsel & Parrish (1988)	silte	-	-	-	-	17	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	-	-	-	17-20	-	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	-	-	-	-	15	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	-	-	-	14-18	-	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	-	-	normal	-	0,2	-
Knill et al. (1999) apud Zhang L. L., Zhang L. M. & Tang (2005)	-	-	26	normal	-	7,0	-
Gitirana Jr. & Fredlund (2005)	-	-	-	-	13-19	-	-
Grego & Vieira (2005)	latossolo vermelho	-	-	-	-	9	-
Zhang (2005)	-	-	-	-	-	6	-

8.3 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA O TEOR DE UMIDADE RESIDUAL RELATADOS NA LITERATURA

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	argila	-	-	-	-	50	-
Carsel & Parrish (1988)	silte	-	-	-	-	30	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	-	-	-	11-34	-	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	-	-	-	-	22	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	-	-	-	6-13	-	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	-	-	beta	-	*	-
Gitirana Jr. & Fredlund (2005) apud Muñoz-Hoyos (2014)	-	-	-	-	-	12	-
Grego & Vieira (2005)	latossolo vermelho	-	-	-	-	12	-

8.4 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA O PARÂMETRO α DE VAN GENUCHTEN RELATADOS NA LITERATURA

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	argila	-	-	-	-	160	-
Carsel & Parrish (1988)	silte	-	-	-	-	45	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	-	-	-	62-114	0	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	-	-	-	-	20	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	-	-	log-normal	62-65	-	-
Nichols (1993)	-	-	-	normal	-	125,7	-
Simotal & Mayr (1996)	-	-	-	-	-	6	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	-	-	beta	-	*	-
Grego & Vieira (2005)	-	-	-	-	-	79	-
Phoon et al. (2010)	argila	-	-	-	-	85	-
Phoon et al. (2010)	argila siltosa	-	-	-	-	76	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Phoon et al. (2010)	argila arenosa	-	-	-	-	119	-
Phoon et al. (2010)	areia argilosa	-	-	-	-	81	-
Tan et al. (2013)	-	-	-	-	-	142	1/kPa

8.5 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA O PARÂMETRO n DE VAN GENUCHTEN RELATADOS NA LITERATURA

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	argila	-	-	-	-	8	-
Carsel & Parrish (1988)	silte	-	-	-	-	3	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	-	-	-	-	5	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	-	-	-	-	20	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	-	-	log-normal	8-9	-	-
Nichols (1993)	-	-	-	normal		33,3	
Simotai & Mayr (1996)	-	-	-	-	-	1	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	-	-	log-normal	-	5,2	-
Grego & Vieira (2005)	latossolo	-	-	-	-	18	-
Phoon et al. (2010)	argila	-	-	-	-	3	-
Phoon et al. (2010)	argila siltosa	-	-	-	-	4	-
Phoon et al. (2010)	argila arenosa	-	-	-	-	9	-
Phoon et al. (2010)	areia argilosa	-	-	-	-	19	-
Tan et al. (2013)	-	-	-	-	-	134	-

8.6 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA O PESO ESPECÍFICO RELATADOS NA LITERATURA

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Matsuo & Kuroda (1974)	-	-	-	-	-	3	úmida
Ejezie & Harrop-Williams (1984) apud Phoon et al. (1995)	argila mole	-	31	-	-	5	-
Ejezie & Harrop-Williams (1984) apud Phoon et al. (1995)	solos tropicais	-	5	-	-	20	-
Vannuchi (1985)	-	-	-	-	1-10	-	-
Biernatowski (1985) apud Phoon et al. (1995)	argila	-	113	-	-	3	-
Biernatowski (1985) apud Phoon et al. (1995)	silte	-	20	-	-	3	-
USBR (1987) apud Calamak & Yanmaz (2014)	-	-	-	normal	-	12	-
Rétháti (1988) apud Phoon et al. (1995)	solo húngaro	-	3200	-	-	5	-
Sandroni & Sayão (1992)	-	-	-	-	2 - 8	3	-
Sandroni & Sayão (1992)	solo saprolítico de quartizito de ferro	-	-	-	-	5	-
Christian (1992)	-	-	-	-	-	7,1	-
Tan, Donald & Melchers (1993) apud Costa (2005)	-	-	-	-	0-5	-	-
USACE (1999) apud Hidalgo-Montoya (2013)	-	-	-	-	4-8	-	-
Kulhawy (1993), Cherubini (1993) apud Becker (1996)	-	-	-	-	4-16	7	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Guedes (1997) apud Ribeiro (2008)	solos residuais	-	-	-	2-9	-	-
Guedes (1997) apud Ribeiro (2008)	argilas sedimentares	-	-	-	2-7	-	-
Guedes (1997) apud Ribeiro (2008)	solo residual gnaissico jovem	-	-	-	1-14	-	-
Farias & Assis (1998) apud Costa (2005)	-	-	-	-	5-12	-	-
Dell'Avanzi & Sayão (1998) apud Costa (2005)	-	-	-	-	-	7,5	-
Phoon & Kulhawy (1999a)	-	-	-	-	-	1	-
Schneider (1999) apud Orr (2000)	-	-	-	-	1-10	-	-
Harr (1987), Kulhawy (1993) apud Duncan (2000)	-	-	-	-	3-7	-	-
Cherubini(2000)	-	-	56	-	1-28	7	-
Maia et al. (2000)	solo argiloso	-	-	-	-	6	-
Maia et al. (2000)	solo mole	-	-	-	-	4	-
Maia et al. (2000)	solo residual	-	-	-	-	7	-
Silveira (2003) apud Costa (2005)	solo coluvionar	-	-	-	-	2	-
Mesquita et al. (2003)	argila arenosa	-	-	normal	-	7	-
Jesus et al. (2005)	-	-	369	-	-	8	-
Miranda (2005)	argila arenosa	-	9	-	-	8	-
Miranda (2005)	areia siltosa	-	9	-	-	8	-
Miranda (2005)	silte areno argiloso	-	9	-	-	3	-
Baker & Calle (2006)	-	-	-	-	5-10	-	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Rodrigues (2007)	areia fina pouco argilosa	-	122	-	3-5	-	-
Franch (2008)	solo residual	-	-	-	-	2	-
Boszczowski (2008)	alteração de granito-gnaiss	-	-	-	7-10	-	-
Menezes (2010)	areia argilosa	-	-	-	2-3	-	-
Menezes (2010)	argila siltosa	-	-	-	-	4	-
Santos (2012)	argilossolo vermelho-amarelo	-	36	-	-	5	-
Hidalgo-Montoya (2013)	silte	-	-	-	-	11	seco
Hidalgo-Montoya (2013)	silte	-	-	-	-	9	úmido
Rezende (2013)	solo residual	-	-	-	-	3	-

8.7 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA A COESÃO RELATADOS NA LITERATURA

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Sevaldson (1956) apud Suchomel (2010)	-	-	-	-	-	21	-
Lumb (1966)	argila marinha	-	-	-	-	18	-
Lumb (1966)	argila de Londres	-	-	-	-	16	-
Lumb (1966)	areia siltosa	-	-	normal	-	32	-
Lumb (1970) apud Wolff (1985)	-	-	-	-	-	10-100	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Matsuo & Kuroda (1974)	areia siltosa	-	-	normal	-	15	não drenado
Matsuo & Kuroda (1974)	silte	-	-	normal	-	49	não drenado
Alonso (1976) apud Costa (2005)	silte	-	-	-	26-32	-	-
Humphrey & Leonards (1984) apud Wolff (1985)	-	-	-	-	120	-	-
Wolff (1985)	-	-	-	-	80-216	-	-
Harr (1987) apud Mahmood, Ryu & Kim (2012)	-	-	-	-	-	40	-
USBR(1987) apud Calamak & Yanmaz (2014)	-	-	-	normal	0,5	-	
Sandroni & Sayão (1992)	-	-	-	-	20-80	40	-
Sandroni & Sayão (1992)	solo saprolítico de quartizito ferífero	-	-	-	-	96	-
Cherubini et al. (1993) apud Mosquera (2015)	-	-	-	-	-	-	-
Tan, Donald & Melchers (1993) apud Costa (2005)	-	-	-	-	10-50	-	-
USACE (1999) apud Hidalgo- Montoya (2013)	-	-	-	-	11-45	-	não drenado
Guedes (1997) apud Ribeiro (2008)	argilas sedimentares	-	-	-	8-14	-	-
Guedes (1997) apud Ribeiro (2008)	solo residual gnaissico jovem	-	-	-	13-18	-	-
Farias & Assis (1998) apud Costa (2005)	-	-	-	-	30-97	-	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Dell'Avanzi & Sayão (1998) apud Costa (2005)	-	-	-	-	-	20	-
Phoon & Kulhawy (1999b)	-	-	-	-	10-60	-	não drenado
Schneider (1999) apud Orr (2000)	-	-	-	-	30-50	-	efetivo
Schneider (1999) apud Orr (2000)	-	-	-	-	20-40	-	total
Cherubini(2000)	-	-	10	-	13-70	33	-
Maia et al. (2000)	solo argiloso	-	-	-	-	33	-
El-Ramly (2001)	-	-	-	-	-	22	-
Kim (2001) apud Mahmood, Ryu & Kim (2012)	-	-	-	-	18-63	-	-
Campos (2002)	-	-	13	-	-	72	-
El-Ramly (2003)	alteração de granito	-	-	-	-	99	-
Baecher & Christian (2003) apud Mosquera (2015)	-		-	-	-	-	-
El-Ramly (2005)	alteração de granito	-	-	-	-	100	-
Jesus et al. (2005)	-	-	369	-	61-74	-	-
Miranda (2005)	argila arenosa	triaxial	-	-	139-393	-	-
Miranda (2005)	areia fina siltosa	triaxial	-	-	114-135	-	-
Miranda (2005)	silte areno argiloso	triaxial	-	-	190-210	-	-
Miranda (2005)	argila arenosa	cisalhamento direto	-	-	-	282	-
Miranda (2005)	areia fina siltosa	cisalhamento direto	-	-	65-89	-	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Miranda (2005)	silte areno argiloso	cisalhamento direto	-	-	88-106	-	-
White et al. (2005)	aluvião	borehole shear test	10	-	-	62	-
White et al. (2005)	aluvião	cisalhamento direto	35	-	-	31	-
White et al. (2005)	alteração de xisto	borehole shear test	10	-	60-186	-	-
White et al. (2005)	alteração de xisto	cisalhamento direto	35	-	51-66	-	-
El-Ramly et al. (2006)	argila marinha	triaxial	10	-	-	22	-
Baker & Calle (2006)	-	-	-	-	10-50	-	-
Sousa (2006)	solo residual de grnulito-gnaisse	triaxial	-	-	-	74	-
S.R.H.- CE (2007) apud Ribeiro (2008)	areia siltosa	cisalhamento direto	27	-	-	73	-
Ribeiro (2008) apud Hidalgo & Assis (2011) apud Hidalgo-Montoya (2013)	-	-	-	-	13-40	-	resistência não drenada
Hidalgo-Montoya (2013)	silte	-	-	-	-	57	não saturada
Hidalgo-Montoya (2013)	silte	-	-	-	-	103	efetiva
Rezende (2013)	solo residual	-	-	-	-	40	-
Tan el al. (2013)	-	-	-	-	-	27	efetivo
Mosquera (2015)	-	-	-	log-normal	-	20	-

8.8 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA O ÂNGULO DE ATRITO RELATADOS NA LITERATURA

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Sevaldson (1956) apud Suchomel (2010)	-	-	-	-	-	6	-
Lumb (1966)	areia siltosa	compressão triaxial	-	-	-	14	tangente
Lumb (1966)	silte argiloso	compressão triaxial	-	-	-	15	tangente
Schultze (1971) apud Phoon et al. (1995)	areia pedregulhosa	-	81	-	-	5	-
Lumb (1974) apud Phoon et al. (1995)	areia e silte residual	compressão triaxial	-	-	-	6	tangente
Lumb (1974) apud Phoon et al. (1995)	argila xistosa	cisalhamento direto	-	-	-	46	tangente
Lumb (1974) apud Phoon et al. (1995)	areia siltosa	cisalhamento direto	-	-	-	6	tangente
Matsuo & Kuroda (1974)	areia siltosa	cisalhamento direto	-	normal	-	6	tangente, não drenado
Matsuo & Kuroda (1974)	argila siltosa	triaxial UU	-	normal	-	46	tangente, não drenado
Schultze (1975) apud Phoon et al. (1995)	areia pedregulhosa	-	29	-	-	11	-
Schultze (1975) apud Phoon et al. (1995)	argila	-	6	-	-	15	tangente
Schultze (1975) apud Phoon et al. (1995)	areia pedregulhosa	-	6	-	-	5	tangente

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Schultze (1975) apud Phoon et al. (1995)	areia com finos	-	111	-	-	13	tangente
Schultze (1975) apud Phoon et al. (1995)	areia fina	-	35	-	-	10	tangente
Alonso (1976) apud Costa (2005)	areia siltosa	-	-	-	-	14	tangente
Alonso (1976) apud Costa (2005)	silte argilosa	-	-	-	-	15	tangente
Harr (1977) apud Phoon et al. (1995)	areia	-	73	-	-	7	-
Harr (1977) apud Phoon et al. (1995)	areia	-	136	-	-	11	-
Harr (1977) apud Phoon et al. (1995)	areia	-	30	-	-	11	-
Lee, Gofar & Rahardjo (1983) apud Dell'Avanzi (1995)	areia	-	-	-	5-15	-	-
Lee, Gofar & Rahardjo (1983) apud Dell'Avanzi (1995)	argila	-	-	-	12-56	-	-
Beacher et al. (1983) apud Mosquera (2015)	-	-	-	-	-	-	-
Humphrey & Leonards (1984) apud Wolff (1985)	-	-	-	-	11	-	-
Vannuchi (1985)	areia	-	-	-	5-20	-	-
Biernatowski (1985) apud Phoon et al. (1995)	argila	-	51	-	-	50	-
Biernatowski (1985) apud Phoon et al. (1995)	silte	-	6	-	-	23	-
Wolff (1985)	-	-	-	-	8-10	-	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Harr (1987) apud Mahmood, Ryu & Kim (2012)	-	-	-	-	-	10	-
USBR(1987) apud Calamak & Yanmaz (2014)	-	-	-	normal	-	9	-
Pacheco (1990) apud Costa (2005)	-	-	-	-	2-5	-	tangente
Wolff (1991) apud Costa (2005)	-	-	-	-	-	8	-
Sandroni & Sayão (1992)	-	-	-	-	4-20	10	-
Sandroni & Sayão (1992)	solo saprolítico de quartizito de ferro	-	-	-	-	13	efetivo
Christian (1992)	-	-	-	-	-	6,7	-
Becker (1996)	-	laboratório	-	-	5-25	13	-
Benson (1993)	-	-	57 áreas (10 a 205 amostras por área, 44 em média)	log-normal	27-767	-	-
Cherubini et al. (1993) apud Phoon et al. (1995)	-	-	-	-	-	12	-
USACE (1999) apud Hidalgo-Montoya (2013)	areias	-	-	-	4-9	-	efetivo
USACE (1999) apud Hidalgo-Montoya (2013)	argilas	-	-	-	8-10	-	efetivo
Phoon & Kulhawy (1995) apud Mosquera (2015)	-	-	-	-	-	-	-
Guedes (1997) apud Ribeiro (2008)	argilas sedimentares	-	-	-	3-6	-	tangente

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Guedes (1997) apud Ribeiro (2008)	solos residuais	-	-	-	2-16	-	tangente
Lacasse & Nadim (1997)	areia	-	-	normal	2-5	-	-
Farias & Assis (1998) apud Costa (2005)	-	-	-	-	8-10	-	-
Dell'Avanzi & Sayão (1998) apud Costa (2005)	-	-	-	-	-	4,5	-
Phoon & Kulhawy (1999b)	areias e argilas	-	-	-	5-20	-	-
Hassan & Wolff (1999)	areia	-	-	-	-	6	-
Schneider (1999) apud Orr (2000)	-	-	-	-	5-15	-	-
Harr (1987), Kulhawy (1993) apud Duncan (2000)	-	-	-	-	2-13	-	-
Cherubini (2000)	-	-	75	-	1-87	17	-
Maia et al. (2000)	solo residual	-	-	-	-	10	-
El-Ramly (2001)	argila xistosa	-	-	log-normal	-	28	-
El-Ramly (2001)	areia	-	-	-	-	6	-
El-Ramly (2001)	-	-	-	-	-	6	-
Kim (2001) apud Mahmood, Ryu & Kim (2012)	-	-	-	-	4-29	-	-
Machado & Ribeiro (2001) apud Sousa (2006)	solo residual de arenito	-	-	-	4-7	-	-
Campos (2002)	-	-	13	-	-	21	-
Beacher e Christian (2003) apud Mosquera (2015)	-	-	-	-	-	-	-
El-Ramly (2005)	alteração de granito	-	-	-	-	12	-

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Jesus et al. (2005)	-	-	369	-	19-26	-	-
Miranda (2005)	argila arenosa	triaxial		-	10-13	-	-
Miranda (2005)	areia fina siltosa	triaxial	-	-	18-33	-	-
Miranda (2005)	silte areno argiloso	triaxial	-	-	12-19	-	-
Miranda (2005)	argila arenosa	cisalhamento direto		-	0-14	-	-
Miranda (2005)	areia fina siltosa	cisalhamento direto	-	-	1-19	-	-
Miranda (2005)	silte areno argiloso	cisalhamento direto	-	-	1-20	-	-
White et al. (2005)	aluvião	borehole shear test	10	-	-	21	-
White et al. (2005)	aluvião	cisalhamento direto	35	-	-	14	-
White et al. (2005)	alteração de xisto	borehole shear test	10	-	38-48	-	-
White et al. (2005)	alteração de xisto	cisalhamento direto	35	-	22-29	-	-
El-Ramly et al. (2006)	argila marinha	triaxial	10	-	-	6	-
Baker & Calle (2006)	-	-	-	-	10-20	-	-
Sousa (2006)	solo residual de granulito-gnaiss	triaxial	-	-	-	5	-
S.R.H.- CE (2007) apud Ribeiro (2008)	areia siltosa	cisalhamento direto	27	-	-	3	tangente

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
El-Ramly (2003)	alteração de granito	-	-	-	-	4	-
Hidalgo-Montoya (2013)	silte	-	-	-	-	22	não saturado
Hidalgo-Montoya (2013)	silte	-	-	-	-	13	efetiva
Tan et al. (2013)	-	-	-	-	-	22	efetivo
Mosquera (2015)	-	-	-	log-normal	-	15	-

8.9 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO PARA O ÂNGULO DE INCREMENTO DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS NÃO SATURADOS RELATADOS NA LITERATURA

Fonte	Solo (tipo, local)	Tipo de ensaio	Quantidade de ensaios	Distribuição estatística	Intervalo CV (%)	CV médio (%)	Obs.
Oliveira (2004) apud Muñoz-Hoyos (2014)	solo residual de gnaiss	-	-	-	-	15	three-sigma rule

9 APÊNDICE B

9.1 COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO ENTRE COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO

Fonte	Tipo de solo	Coeficiente de correlação	Obs.
Lumb (1970) apud Wolff (1985)	-	(-0,37) - (-0,70)	-
Yucemen & Tang (1975) apud Wolff (1985)	-	(-0,24) - (-0,49)	-
Wolff (1985)	-	-0,47	-
Harr (1987) apud Cherubini (2000)	-	(-0,24) a (-0,70)	-
Low & Tang (1997) apud Chan (2001)	-	(-0,52)	-
Machado & Ribeiro (2001) apud Sousa (2006)	solo residual de arenito	(-0,59) - (-0,85)	-
Sousa (2006)	solo residual de granulito-gnaiss	0,52	
Mahmood, Ryu & Kim (2012)	-	(-0,72) - (0,35)	-

9.2 COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO ENTRE TEOR DE UMIDADE RESIDUAL E CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

Fonte	Tipo de solo	Coeficiente de correlação	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	silte	-0,20	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,97	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	0,95	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,94	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	-0,52	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	-0,22	-

9.3 COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO ENTRE PARÂMETRO α DE VAN GENUCHTEN E CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

Fonte	Tipo de solo	Coefficiente de correlação	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	silte	0,98	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,95	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	0,97	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,96	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	0,74	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	0,82	-

9.4 COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO ENTRE PARÂMETRO n DE VAN GENUCHTEN E CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

Fonte	Tipo de solo	Coefficiente de correlação	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	silte	0,47	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,91	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	0,91	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,97	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	0,84	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	0,60	-

9.5 COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO ENTRE UMIDADE RESIDUAL E PARÂMETRO α DE VAN GENUCHTEN

Fonte	Tipo de solo	Coefficiente de correlação	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	silte	-0,20	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,89	-

Fonte	Tipo de solo	Coefficiente de correlação	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	0,96	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,94	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	0,12	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	0,14	-

9.6 COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO ENTRE UMIDADE RESIDUAL E PARÂMETRO n DE VAN GENUCHTEN

Fonte	Tipo de solo	Coefficiente de correlação	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	silte	-0,61	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,82	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	0,79	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,93	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	-0,86	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	-0,79	-

9.7 COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO ENTRE OS PARÂMETROS α E n DE VAN GENUCHTEN

Fonte	Tipo de solo	Coefficiente de correlação	Obs.
Carsel & Parrish (1988)	silte	0,55	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,91	-
Carsel & Parrish (1988)	argila siltosa	0,89	-
Carsel & Parrish (1988)	argila arenosa	0,93	-
Carsel & Parrish (1988)	areia	0,30	-
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	0,36	-

9.8 COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE SATURADO E O PARÂMETRO α DE VAN GENUCHTEN

Fonte	Tipo de solo	Coeficiente de correlação	Obs.
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	0,01	-

9.9 COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO ENTRE O TEOR DE UMIDADE SATURADO E A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA

Fonte	Tipo de solo	Coeficiente de correlação	Obs.
Meyer et al. (1997) apud Rubio et al. (2004)	-	0,01	-
Zhang L.L, Zhang L. M. & Tang (2005)	-	0,74	-

10 APÊNDICE C

10.1 ROTEIRO PARA MODELAGEM NUMÉRICA DE FLUXO EM SOLO NÃO SATURADO NO SEEP/W

- 1) Criação da análise: *KeyIn Analysis*. O programa pede o nome, o tipo de análise (estacionária, transiente, etc.), perfil de poropressões iniciais (pode ser calculado a partir da linha piezométrica, ser importado de outra análise, entre outros), a duração e o número de passos no caso da análise transiente, os critérios de convergência, etc.;
- 2) Desenho do modelo: a partir da criação de pontos (*Draw > Points*) ou importando diretamente as regiões de um arquivo .dxf pelo comando *File > Import Regions*. Se o primeiro método for adotado, as regiões precisam ser criadas a partir dos pontos, por meio do comando *Draw > Regions*;
- 3) Ajuste do tamanho e da posição do modelo na folha: *Set > Page* e *Set > Units and Scale*;
- 4) Linhas e textos auxiliares, eixos graduados: comando *Sketch*;
- 5) Criação da malha de elementos finitos: *Draw > Mesh Properties*, refinando conforme necessário;
- 6) Criação dos materiais: *KeyIn > Materials*. Ao adicionar um novo material, o programa irá pedir um nome, a cor com que será representado, o modelo do material, a curva de retenção (ver 7) e a função condutividade hidráulica (ver 8);
- 7) *Vol. Water Content Functions*: podem ser estimadas pelas equações de Fredlund & Xing ou Van Genuchten, já incorporadas no programa; pela importação dos pontos de uma curva; ou pela criação de outro modelo a partir do desenvolvimento de um *AddIn*;
- 8) *Hydraulic Conductivity Functions*: também podem ser estimadas pelas equações de Fredlund & Xing ou Van Genuchten; pela importação de pontos; ou por meio de um *AddIn*;
- 9) Criação da linha d'água (se habilitado): *Draw > Water Table*;
- 10) Criação de linhas de fluxo (opcional): *Draw > Flux Sections*

- 11) Criação das condições de contorno: *KeyIn > Boundary Conditions*. Elas podem ser criadas em termos de carga (*Head-H*), vazão (*Total flux – Q*), vazão unitária (*Unit flux – q*), gradiente unitário (*Unit gradient – i*), e carga de pressão (*Press. Head – P*);
- 12) Aplicação dos materiais e das condições de contorno criadas no modelo;
- 13) Cálculo do modelo: *Solve Manager > Start*
- 14) Resultados: *Results > Draw > Contours, Vectors, Flow Paths, Graph...*

10.2 ROTEIRO PARA MODELAGEM NUMÉRICA DA ESTABILIDADE DE TALUDES NO SLOPE/W

- 1) Criação da análise: *KeyIn Analysis*. O programa pede o nome, o tipo de análise (Morgenstern-Price, Spencer, etc), perfil de poropressões (pode ser importada de uma análise SEEP/W, calculada a partir da linha piezométrica, entre outros), o tipo de busca (entrada e saída, grid e raio, etc.) e orientação das superfícies a serem investigadas, dentre outras opções;
- 2) Desenho do modelo: caso já tenha sido feito em análise anterior, é copiado;
- 3) Ajuste do tamanho e da posição do modelo na folha: *Set > Page* e *Set > Units and Scale*;
- 4) Linhas e textos auxiliares, eixos graduados: comando *Sketch*;
- 5) Criação dos materiais: *KeyIn > Materials*. Ao adicionar um novo material, o programa irá pedir um nome, a cor com que será representado, o modelo do material e suas propriedades, além de outras opções;
- 6) Colocação do material no modelo: *Draw > Materials*;
- 7) Introdução de sobrecargas: *Draw > Point Loads* e *Draw > Surcharge Loads*;
- 8) Introdução de reforços: *Draw > Reinforcement Loads*;
- 9) Definição das superfícies a serem investigadas: *Draw > Slip Surface*;
- 15) Cálculo do modelo: *Solve Manager > Start*
- 10) Resultados: *Results > Draw: Slip Surface Color Map, Graph...*